

**PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA AMBIENTAL
CENTRO TECNOLÓGICO
UNIVERSIDADE FEDERAL DO ESPÍRITO SANTO**

ALINIE ROSSI DOS SANTOS

**ANÁLISE DE LOCALIZAÇÃO DE EMISSÁRIOS DE EFLUENTES COM USO DE
MODELAGEM DE QUALIDADE DE ÁGUA E OTIMIZAÇÃO – ESTUDO DE CASO**

Vitória
2018

ALINIE ROSSI DOS SANTOS

**ANÁLISE DE LOCALIZAÇÃO DE EMISSÁRIOS DE EFLUENTES COM USO DE
MODELAGEM DE QUALIDADE DE ÁGUA E OTIMIZAÇÃO – ESTUDO DE CASO**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Ambiental do Centro Tecnológico da Universidade Federal do Espírito Santo, como requisito parcial para obtenção do Grau de Mestre em Engenharia Ambiental, na área de concentração em Recursos Hídricos

Orientador: Prof. Dr. Antônio Sérgio Ferreira Mendonça

Vitória
2018

Dados Internacionais de Catalogação-na-publicação (CIP)
(Biblioteca Setorial Tecnológica,
Universidade Federal do Espírito Santo, ES, Brasil)

Santos, Alinie Rossi dos, 1991-
S237a Análise de localização de emissários de efluentes com uso
de modelagem de qualidade de água e otimização : estudo de
caso / Alinie Rossi dos Santos. – 2018.
155 f. : il.

Orientador: Antonio Sergio Ferreira Mendonça.
Dissertação (Mestrado em Engenharia Ambiental) –
Universidade Federal do Espírito Santo, Centro Tecnológico.

1. Água – Qualidade. 2. Águas residuais – Eliminação nos
rios, lagos, etc. 3. Águas residuais – Purificação. 4. Algoritmos
genéticos. 5. Lançamento de efluentes em cursos de água.
I. Mendonça, Antonio Sergio Ferreira. II. Universidade Federal do
Espírito Santo. Centro Tecnológico. III. Título.

CDU: 628



UNIVERSIDADE FEDERAL DO ESPÍRITO SANTO
CENTRO TECNOLÓGICO
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA AMBIENTAL

ANÁLISE DE LOCALIZAÇÃO DE EMISSÁRIOS DE EFLUENTES COM USO DE MODELAGEM DE QUALIDADE DE ÁGUA E OTIMIZAÇÃO – ESTUDO DE CASO

Alinie Rossi dos Santos

Banca Examinadora:

Prof. Dr. Antônio Sérgio Ferreira Mendonça
Orientador - PPGEA/CT/UFES

Prof. Dr. José Antônio Tosta dos Reis
Examinador Interno – PPGEA/UFES

Profª. Drª. Larice Nogueira Andrade
Examinadora Externa – DCOM/CCENS/UFES

Diogo Costa Buarque
Coordenador do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Ambiental
UNIVERSIDADE FEDERAL DO ESPÍRITO SANTO

Vitória-ES, 24 de setembro de 2018.

AGRADECIMENTOS

A Deus, por ter me permitido trilhar esse caminho e por nunca ter me deixado sentir sozinha, colocando pessoas muito especiais ao meu lado que tornaram essa jornada mais leve. Agradeço a Ele também por cada dificuldade e obstáculo existente, os quais foram importantes para auxiliar no meu crescimento.

A meus pais, pessoas mais importantes na minha vida. Por se fazerem sempre presentes, apesar da distância, nos momentos mais difíceis, dando-me toda força sempre que necessário. Por acreditarem nos meus sonhos e tomá-los como se fossem seus, vibrando a cada conquista. Por terem deixado seus próprios sonhos para me permitir viver o meu. Minha gratidão é eterna.

À minha família e amigos, pela força, compreensão e cada oração. Ao meu namorado, que esteve ao meu lado nos momentos de angústia, auxiliando-me de forma compreensiva e paciente.

Ao meu orientador, professor Antonio Sergio Ferreira Mendonça, por todo o conhecimento adquirido e por ter sido compreensivo com minhas limitações, possibilitando que o caminho fosse mais tranquilo. Por ter me orientado da melhor forma, e ter sido um exemplo de profissional e ser humano.

À Gláucia pela sincera amizade construída, por todo apoio e conhecimento trocado. À Luiza, Selena e Mariana pela troca de conhecimentos e informações, despertando o meu interesse no tema abordado. Pela amizade criada e fortalecida neste caminho.

Aos professores, funcionários, e demais colegas do PPGEA que contribuíram para minha aquisição de conhecimento e participaram, de alguma forma, deste processo.

Ao CNPq pelo período o qual tive apoio financeiro.

“O conhecimento quer falar.

A sabedoria quer ouvir”

Haemin Sunim

RESUMO

O presente estudo aborda a escolha de locais mais adequados para lançamento de efluentes em cursos de água de bacias hidrográficas. O estudo teve como objetivo analisar a influência da localização de emissários de efluentes na qualidade dos recursos hídricos, considerando violações a padrões, e nas eficiências requeridas para sistemas de tratamento no âmbito de uma bacia hidrográfica. A área de estudo escolhida foi a bacia hidrográfica do rio Pardo, no estado do Espírito Santo, e os parâmetros considerados foram Oxigênio Dissolvido e Demanda Bioquímica de Oxigênio. Entre as ferramentas de estudo utilizou-se o modelo de qualidade de água implementado no ambiente Matlab, o qual reproduz as formulações matemáticas e as estruturas conceitual e computacional do modelo QUAL-UFMG, e o Algoritmo Genético, como técnica de otimização. Na aplicação do método de otimização foram consideradas duas funções objetivos: minimização do somatório de eficiências e minimização da inequidade entre os sistemas de tratamento. Para a análise de localização, um novo emissário de efluente, com duas possíveis vazões de lançamento, teve sua localização alterada ao longo do rio principal. A análise da influência da localização do efluente foi realizada por meio da verificação da variabilidade: dos somatórios e números de trechos apresentando violações aos padrões ambientais, das eficiências requeridas para tratamento do novo lançamento e, do conjunto de efluentes existentes na bacia, considerando diferentes posições para o novo ponto de lançamento. Os resultados comprovam a grande importância da adequada localização de pontos de lançamento de efluentes quanto ao respeito a padrões de qualidade de água para os cursos d'água receptores e às eficiências de tratamento requeridas. Simulações e otimizações como as realizadas no presente estudo podem auxiliar na escolha de pontos nos quais lançamentos de efluentes acarretem menores impactos sobre a qualidade dos corpos receptores e requeiram menores eficiências de tratamento em bacias hidrográficas.

Palavras chave: Localização de lançamentos de efluentes, Padrões de qualidade de água, Eficiências de sistemas de tratamento, Algoritmo Genético.

ABSTRACT

The present study addresses the choice of more suitable sites for effluent discharge in river basin watercourses. This study aims to analyze the influence of effluent emissaries location on the water resources quality, considering violations of standards, and efficiencies required for treatment systems within a river basin. Pardo river basin, in Espírito Santo, was chosen as the study area, parameters considered were Dissolved Oxygen and Biochemical Oxygen Demand. Among the study tools, it was used a water quality model, implemented in Matlab, which reproduces mathematical formulations and conceptual and computational structures of QUAL-UFMG model, and the Genetic Algorithm, as optimization technique. In optimization method application, two objective functions were considered, minimizing the sum of efficiencies and minimizing inequity among treatment systems. For the location analysis, a new effluent emissary, with two possible discharge flows, had its location changed along the main river. Effluent location influence analysis was carried out by verifying the variability: sums and the number of stretches presenting violations to environmental standards, efficiencies required to treat the new effluent and the set of effluents existing in the basin, considering different positions to the new effluent discharge point. Results confirm the great importance of effluent discharge sites' adequate location for compliance with water quality standards for receiving watercourses and required treatment efficiencies. Simulations and optimizations such as those performed in the present study may help in choosing points at which effluents discharge have lower impacts on the quality of receiving water bodies and require smaller treatment efficiencies in river basins.

Keywords: Effluents discharge location, Water quality standards, Efficiency of wastewater treatment plants, Genetic Algorithm.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Fluxograma simplificado de funcionamento do AG	37
Figura 2 - Localização da bacia hidrográfica do rio Pardo	48
Figura 3 - Diagrama unifilar da bacia hidrográfica do rio Pardo	48
Figura 4 - Fluxogramas dos cenários analisados	65
Figura 5 - Perfis de concentração de OD e DBO do rio Pardo (a), ribeirão São José (b), rio Pardinho (c) e ribeirão da Perdição (d) considerando o cenário hipotético....	67
Figura 6 - Somatório e número de trechos com violações ao padrão Classe 2 para DBO (a e c) e OD (b e d) no rio Pardo, a cada novo ponto de lançamento, considerando apenas o novo lançamento com $Q=6,1$ L/s.....	70
Figura 7 - Somatório e número de trechos com violações ao padrão Classe 2 para DBO (a e c) e OD (b e d) no Rio Pardo, a cada novo ponto de lançamento, considerando apenas o novo lançamento com $Q=24,3$ L/s.....	73
Figura 8 - Eficiência de remoção de DBO necessária para atender ao padrão Classe 2, de um novo lançamento com $Q=6,1$ L/s (a) e $Q=24,3$ L/s (b), a cada trecho do rio Pardo, considerando apenas o novo lançamento	76
Figura 9 - Perfil de concentração de OD e DBO do rio Pardo considerando o cenário 2030	78
Figura 10 - Perfil de concentração de OD e DBO do ribeirão São José (a), rio Pardinho (b) e ribeirão da Perdição (c) considerando o cenário 2030	79
Figura 11 - Somatório e número de trechos com violações ao padrão Classe 2 para DBO (a e c) e OD (b e d) no rio Pardo, a cada novo ponto de lançamento, considerando os lançamentos existentes mais o novo lançamento com $Q=6,1$ L/s..	84
Figura 12 - Somatório e número de trechos com violações ao padrão Classe 2 para DBO (a e c) e OD (b e d) no rio Pardo, a cada novo ponto de lançamento, considerando os lançamentos existentes mais o novo lançamento com $Q=24,3$ L/s	88
Figura 13 - Perfis de concentração de OD e DBO do rio Pardo (a) e ribeirão São José (b) considerando as eficiências obtidas por meio da função objetivo I	92
Figura 14 - Perfis de concentração de OD e DBO do rio Pardinho (a) e ribeirão da Perdição (b) considerando as eficiências obtidas por meio da função objetivo I	93
Figura 15 - Eficiência de remoção de DBO necessária para atender ao padrão Classe 2, de um novo lançamento com $Q=6,1$ L/s (a) e $Q=24,3$ L/s (b), a cada trecho do rio Pardo, considerando os lançamentos existentes mais o novo lançamento.....	94
Figura 16 - Perfis de concentração de OD e DBO do rio Pardo (a) e ribeirão São José (b) considerando as eficiências obtidas por meio da função objetivo II	96
Figura 17 - Perfis de concentração de OD e DBO do rio Pardinho (a) e ribeirão da Perdição (b) considerando as eficiências obtidas por meio da função objetivo II.....	97

Figura 18 - Eficiência de remoção de DBO necessária para atender ao padrão Classe 2, de um novo lançamento com $Q=6,1$ L/s (a) e $Q=24,3$ L/s (b), a cada trecho do rio Pardo, aplicando a função objetivo II para os cinco lançamentos existentes mais o novo lançamento98

Figura 19 - Somatório de eficiências de remoção de DBO necessárias para atender ao padrão Classe 2, na bacia hidrográfica do rio Pardo, considerando um novo lançamento a cada trecho do rio Pardo, com $Q=6,1$ L/s (a) e $Q=24,3$ L/s (b), aplicando a função objetivo I para os cinco lançamentos existentes mais o novo lançamento..... 102

Figura 20 - Eficiência de remoção de DBO requerida pelo novo lançamento com $Q=6,1$ L/s (a), e os efluentes de Ibatiba (b), Irupi (c) e Iúna (d), aplicando a função objetivo I para os cinco lançamentos existentes mais o novo lançamento..... 104

Figura 21 - Eficiência de remoção de DBO requerida pelo novo lançamento com $Q=24,3$ L/s (a), e os efluentes de Ibatiba (b), Irupi (c) e Iúna (d), aplicando a função objetivo I para os cinco lançamentos existentes mais o novo lançamento..... 106

Figura 22 - Somatório de eficiências de remoção de DBO necessárias para atender ao padrão Classe 2, na bacia hidrográfica do rio Pardo, considerando um novo lançamento a cada trecho do rio Pardo, com $Q=6,1$ L/s (a) e $Q=24,3$ L/s (b), aplicando a função objetivo II para os cinco lançamentos existentes mais o novo lançamento..... 109

Figura 23 - Eficiência de remoção de DBO requerida pelos efluentes de Santíssima Trindade (a) e Nossa Senhora das Graças (b), aplicando a função objetivo II para os cinco lançamentos existentes mais o novo lançamento com $Q=6,1$ L/s..... 110

Figura 24 - Eficiência de remoção de DBO requerida para o novo lançamento com $Q=6,1$ L/s (a) e os efluentes de Ibatiba (b) e Irupi(c) e Iúna (d) aplicando a função objetivo II para os cinco lançamentos existentes mais o novo lançamento..... 111

Figura 25 - Eficiência de remoção de DBO para o novo lançamento com $Q=24,3$ L/s (a) e os efluentes de Ibatiba (b), Irupi (c) e Iúna (d), aplicando a função objetivo II para os cinco lançamentos existentes mais o novo lançamento 114

Figura 26 - Eficiência de remoção de DBO para os efluentes de Santíssima Trindade (a) e Nossa Senhora das Graças (b) considerando o novo lançamento com $Q=24,3$ L/s, aplicando a função objetivo II para os cinco lançamentos existentes mais o novo lançamento..... 115

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Padrões de qualidade de água estabelecidos pela Resolução CONAMA nº 357/2005 para águas doces.....	25
Tabela 2 - Vazão dos efluentes domésticos da população urbana da bacia do rio Pardo.....	54
Tabela 3 - Operadores e parâmetros utilizados na aplicação do Algoritmo Genético	58
Tabela 4 - Vazão e carga orgânica utilizadas para o novo lançamento	62
Tabela 5 - Características dos pontos de lançamentos analisados no cenário hipotético.....	69
Tabela 6 - Somatório de violações de DBO e OD no cenário hipotético	69
Tabela 7 - Número de trechos apresentando violações de DBO e OD no cenário hipotético.....	69
Tabela 8 - Resumo das eficiências obtidas com a alteração da localização do novo lançamento.....	76
Tabela 9 - Violações de DBO e OD na bacia hidrográfica do rio Pardo	81
Tabela 10 - Características dos pontos de lançamentos analisados no cenário 2030	82
Tabela 11 - Somatório de violações de DBO e OD no cenário 2030	82
Tabela 12 - Número de trechos apresentando violações de DBO e OD no cenário 2030	83
Tabela 13 - Comportamento do número de trechos apresentando violações de DBO com a alteração da localização do novo lançamento com vazão de 6,1 L/s	85
Tabela 14 - Comportamento do número de trechos apresentando violações de DBO com a alteração da localização do novo lançamento com vazão de 24,3 L/s	89
Tabela 15 - Eficiências de remoção de DBO obtidas pela função objetivo I	92
Tabela 16 - Resumo das eficiências obtidas com a alteração da localização do novo lançamento.....	94
Tabela 17 - Eficiências de remoção de DBO obtidas pela função objetivo II	96
Tabela 18 - Resumo das eficiências obtidas com a alteração da localização do novo lançamento.....	98
Tabela 19 - Resumo do somatório das eficiências obtidas pelo uso da função objetivo I para o conjunto de efluentes alterando a localização do novo lançamento	101

Tabela 20 - Variação das eficiências de tratamento requeridas para o conjunto de efluentes pelo uso da função objetivo I	103
Tabela 21 - Resumo do somatório das eficiências obtidas pelo uso da função objetivo II para o conjunto de efluentes alterando a localização do novo lançamento	108
Tabela 22 - Variação das eficiências de tratamento requeridas para o conjunto de efluentes pelo uso da função objetivo II	110
Tabela 23 - Resumo das violações de OD e DBO para o cenário hipotético e cenário 2030	117
Tabela 24 - Maior diferença na eficiência referente a alteração de 1 km no ponto de lançamento.....	118
Tabela 25 - Diferença nas eficiências com a alteração do ponto de lançamento....	119
Tabela A 1 - Somatório de violações e número de trechos com violações de DBO e OD para cada ponto do novo lançamento com vazão de 6,1 L/s	134
Tabela A 2 - Somatório de violações e número de trechos com violações de DBO e OD para cada ponto do novo lançamento com vazão de 24,3 L/s	136
Tabela B 1 - Eficiência de remoção de DBO para cada ponto do novo lançamento	138
Tabela C 1 - Somatório de violações e número de trechos com violações de DBO e OD para cada ponto do novo lançamento com vazão de 6,1 L/s	140
Tabela C 2 - Somatório de violações e número de trechos com violações de DBO e OD para cada ponto do novo lançamento com vazão de 24,3 L/s	142
Tabela D 1 - Eficiência de remoção de DBO para cada ponto do novo lançamento a partir da obtenção das eficiências dos lançamentos existentes pela função objetivo I	144
Tabela E 1 - Eficiência de remoção de DBO para cada ponto do novo lançamento a partir da obtenção das eficiências dos lançamentos existentes pela função objetivo II	145
Tabela F 1- Eficiências de remoção de DBO do conjunto de efluentes obtidas pela função objetivo I para cada ponto do novo lançamento com vazão de 6,1 L/s	147
Tabela F 2 - Eficiências de remoção de DBO do conjunto de efluentes obtidas pela função objetivo I para cada ponto do novo lançamento com vazão de 24,3 L/s	149
Tabela G 1 - Eficiências de remoção de DBO do conjunto de efluentes obtidas pela função objetivo II para cada ponto do novo lançamento com vazão de 6,1 L/s	151
Tabela G 2 - Eficiências de remoção de DBO do conjunto de efluentes obtidas pela função objetivo II para cada ponto do novo lançamento com vazão de 24,3 L/s	153

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

AE	Algoritmo Evolucionário
AG	Algoritmo Genético
BASINS	Better Assessment Science Integrating Point & Non-point Sources
BMPs	Best Management Practices
CEH	Center for Ecology & Hydrology
CEPIS	Centro Panamericano de Ingeniería Sanitaria y Ciencias del Ambiente
CONAMA	Conselho Nacional do Meio Ambiente
COPPE	Coordenação de Programas de Pós Graduação em Engenharia
CREAMS	Chemicals, Runoff, and Erosion from Agricultural Management Systems
DBO	Demanda Bioquímica de Oxigênio
DHI	Danish Hydraulic Institute
EAWAG	Swiss Federal Institute for Environmental Science and Technology
EPA	Environmental Protection Agency
ER	Eficiência de Remoção de DBO
HEC-HAS	Hydrological Engineering Center-River Analysis System
HR-Wallingford	Hydraulics Research Wallingford
HSPF	Hydrologic Simulation Program - Fortran
IHE	International Institute for Hydraulic and Environmental Engineering
IWRM	International Water Resources Management
MATLAB	Matrix Laboratory
MQA	Modelos de Qualidade de Água e Eutrofização
OD	Oxigênio Dissolvido
RIZA	Inland Water Management and Waste Water Treatment
SEMOG	Southeast Michigan Council of Governments
SIG	Sistema de Informação Geográfica
SIMCAT	Simulated Catchments

SIMOX	Dissolved Oxygen Simulation Model
SisBaHiA	Sistema Base de Hidrodinâmica Ambiental
SNIS	Sistema Nacional de Informações sobre Saneamento
SSD	Sistema de Suporte a Decisão
SWAT	Soil Water and Analysis Tools
SWRM	Strictest Water Resource Management
SWRRB	Simulator for Water Resources in Rural Basins
TMDL	Total Maximum Daily Load
TOMCAT	Temporaly Overall Model for CATchments
TWDB	Texas Water Development Board
USACE	United States Army Corps of Engineers
USDA	United States Department of Agriculture
USEPA	United States Environmental Protection Agency
WASP	Water Analysis Simulation Program
WES	Waterways Experiment Station
WFD	Water Framework Directive
WISE	Water Information System for Europe
WQRRS	Water Quality for River-Reservoir Systems
WRE	Water Resources Engineers, Inc.

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	16
2	OBJETIVOS.....	19
2.1	OBJETIVO GERAL	19
2.2	OBJETIVOS ESPECÍFICOS	19
3	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	20
3.1	GERENCIAMENTO DE RECURSOS HÍDRICOS	20
3.2	ASPECTOS DA QUALIDADE DAS ÁGUAS	23
3.3	MODELOS DE QUALIDADE DE ÁGUA.....	26
3.4	MÉTODOS DE OTIMIZAÇÃO	35
3.4	MODELOS DE OTIMIZAÇÃO	40
3.5	ASPECTOS LOCACIONAIS	43
4	ÁREA DE ESTUDO	47
5	METODOLOGIA	49
5.1	MODELO DE QUALIDADE DE ÁGUA	49
5.2	CONSTANTES CINÉTICAS, VARIÁVEIS HIDRODINÂMICAS E CARGAS ORGÂNICAS	52
5.3	ANÁLISE DE VIOLAÇÕES	54
5.4	TÉCNICA DE OTIMIZAÇÃO	57
5.5	MODELOS DE OTIMIZAÇÃO	58
5.6	ANÁLISE DA LOCALIZAÇÃO	61
6	RESULTADOS E DISCUSSÃO	66
6.1	CENÁRIO HIPOTÉTICO - NOVO LANÇAMENTO.....	66
6.1.1	Análise das violações de OD e DBO	68
6.1.2	Eficiência de remoção de DBO requerida pelo novo lançamento...	75
6.2	CENÁRIO 2030 - LANÇAMENTOS EXISTENTES E NOVO LANÇAMENTO..	78

6.2.1	Análise das violações de OD e DBO	81
6.2.2	Eficiência de remoção de DBO requerida pelo novo lançamento - Função objetivo I.....	91
6.2.3	Eficiência de remoção de DBO requerida pelo novo lançamento - Função objetivo II.....	95
6.2.4	Eficiências de remoção de DBO requeridas pelo conjunto de efluentes - Função objetivo I.....	100
6.2.5	Eficiências de remoção de DBO requeridas pelo conjunto de efluentes - Função objetivo II.....	108
6.3	DISCUSSÃO E SÍNTESE DOS RESULTADOS	116
7	CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES.....	123
8	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	125
	APÊNDICE A - Somatório e número de trechos com violações de DBO e OD para o cenário hipotético.....	134
	APÊNDICE B - Eficiência de tratamento requerida pelo novo lançamento para o cenário hipotético	138
	APÊNDICE C - Somatório e número de trechos com violações de DBO e OD para o cenário 2030.....	140
	APÊNDICE D - Eficiência de tratamento requerida pelo novo lançamento para o cenário 2030 - Função objetivo I.....	144
	APÊNDICE E - Eficiência requerida pelo novo lançamento para o cenário 2030 - Função objetivo II.....	145
	APÊNDICE F - Eficiências de tratamento requeridas pelo conjunto de efluentes para o cenário 2030 - Função objetivo I	147
	APÊNDICE G - Eficiências de tratamento requeridas pelo conjunto de efluentes para o cenário 2030 - Função objetivo II	151

1 INTRODUÇÃO

A qualidade da água superficial em uma região depende diretamente de fenômenos naturais e das atividades antrópicas desenvolvidas na bacia hidrográfica, como os processos de urbanização, o potencial industrial local e a intensidade das atividades agrícolas. Diversos países vêm apresentando sérios problemas de escassez hídrica, que decorrem, principalmente, da combinação entre o crescimento exagerado das demandas localizadas e da degradação da qualidade das águas. Dessa maneira, o controle quali-quantitativo representa um dos grandes desafios na gestão e no gerenciamento dos recursos hídricos (AZEVEDO; PORTO; PORTO, 1998; SINGH et al., 2009).

O gerenciamento dos recursos hídricos é fundamental no estabelecimento de diretrizes e ações para o aproveitamento, controle e conservação dos corpos d'água. Dentro deste aspecto, a concepção de qualidade e quantidade dos recursos hídricos não pode ser dissociada. A violação dos padrões admissíveis da qualidade da água torna-a imprópria para certos usos e a interpretação de dados qualitativos não possibilita conclusões significativas, a menos que baseada na variabilidade espacial e temporal do regime hidrológico (ALBERTIN; MAUAD; DANIEL, 2006).

Nos países em desenvolvimento, como é o caso do Brasil, a disposição de efluentes industriais e domésticos brutos consiste num dos principais elementos responsáveis por afetar a qualidade dos recursos hídricos. De acordo com o Sistema Nacional de Informações sobre Saneamento (SNIS), em 2016 apenas 44,9% dos esgotos gerados no Brasil tiveram tratamento. Sendo assim, menos da metade do esgoto produzido no país é tratado, o que mostra a carência no sistema de esgotamento sanitário e o potencial de comprometimento dos usos múltiplos dos recursos hídricos. Este cenário enfatiza a necessidade de medidas de controle que minimizem o impacto à qualidade dos corpos d'água (BRASIL, 2018).

A falta de recursos financeiros para o saneamento básico e o tratamento adequado de efluentes nos países em desenvolvimento, como o Brasil, justifica o uso da capacidade de assimilação dos rios como complemento ao processo de tratamento (SALLA et al., 2013). Dessa maneira, desde que a qualidade da água do corpo receptor seja assegurada, é possível minimizar os esforços de tratamento (minimização das eficiências de remoção), possibilitando que os recursos não

aplicados em sistemas de tratamento possam ser direcionados ao atendimento de outras demandas. Portanto, a incorporação do conceito de autodepuração implica na redução dos custos de implantação de medidas de controle de poluição (JORDÃO; PESSOA, 2014; SALLA et al., 2014).

Neste contexto, os modelos matemáticos tornaram-se essenciais para a abordagem da qualidade da água, uma vez que permitem a simulação dos processos de autodepuração. A modelagem matemática permite o diagnóstico e a previsão de impactos resultantes de múltiplos usos da água, como captações e descarga de cargas poluentes. Os modelos de qualidade de água são formados por uma gama de expressões matemáticas que definem os processos físicos, químicos e biológicos que ocorrem no corpo d'água. Tais modelos vêm sendo desenvolvidos e utilizados desde o surgimento do modelo clássico de oxigênio dissolvido e demanda bioquímica de oxigênio de Streeter Phelps, em 1925, o qual foi um marco na modelagem de qualidade de água e serviu como base para vários modelos mais avançados (JAIN; SINGH, 2003; DE PAULA, 2011).

Dentre os modelos disponíveis, o modelo QUAL-UFMG, adaptado do modelo QUAL2E, elaborado pela Tufts University em parceria com a Agência de Proteção Ambiental dos Estados Unidos, vem sendo utilizado em diferentes estudos como ferramenta para a adequada gestão dos recursos hídricos. O QUAL-UFMG foi desenvolvido por Von Sperling (2007), e possibilita a modelagem unidimensional de oxigênio dissolvido, demanda bioquímica de oxigênio, coliformes termotolerantes, nitrogênio e fósforo totais e suas frações (TEODORO et al., 2013).

No entanto, o uso do modelo matemático, por si só, pode, em certos casos, não ser capaz de oferecer a melhor direção e medida a serem tomadas na aplicação de problemas com um grande número de soluções viáveis para serem investigadas. Sendo assim, a integração do modelo de qualidade de água às técnicas de otimização possibilita a obtenção de um conjunto de soluções ótimas a serem adotadas (ANDRADE, 2012).

Os Algoritmos Genéticos (AG), técnica de otimização pertencente ao grupo dos algoritmos evolucionários, tem tido uso dominante na literatura de planejamento e gerenciamento dos recursos hídricos. Os AGs baseiam-se no princípio da seleção natural e evolução através de gerações para buscar melhores soluções para um

problema específico. Uma possível solução é representada por um cromossomo, para os quais são aplicados operadores como seleção, cruzamento e mutação como forma de obter uma solução adequada (NICKLOW et al., 2010).

Dentro dessa perspectiva, o uso do modelo de qualidade de água e otimização permite uma análise da influência da localização de emissários de efluentes na qualidade dos corpos receptores, assim como nas eficiências dos sistemas de tratamento de efluentes, no âmbito de bacias hidrográficas.

É importante ressaltar que o inadequado posicionamento de pontos de lançamento de efluentes, em locais nos quais os corpos receptores não apresentam capacidades de diluição e autodepuração suficientes, é responsável por graves problemas de degradação de qualidade de água em todo o mundo. O estudo de alternativas locais de lançamento de efluentes, além de possibilitar a definição do melhor local para o licenciamento e outorga, auxilia na avaliação das condições qualitativas dos corpos d'água, considerando as fontes existentes e, assim, oferece ao gestor maior flexibilidade na gestão dos recursos hídricos (ZORZAL, 2009).

Dentro deste enfoque, foram definidos os objetivos da presente pesquisa, que tem como principal perspectiva determinar a influência da localização de emissários de efluentes na qualidade do corpo hídrico e nas eficiências dos sistemas de tratamento de efluentes, por meio do uso de um modelo de qualidade de água e método de otimização. A metodologia proposta será aplicada na bacia hidrográfica do rio Pardo, afluente do rio Itapemirim, mais importante curso d'água da região sul do estado do Espírito Santo.

2 OBJETIVOS

2.1 OBJETIVO GERAL

Analisar a influência e a importância da localização de emissários de efluentes na qualidade dos recursos hídricos e nas eficiências requeridas para sistemas de tratamento de efluentes, no âmbito de uma bacia hidrográfica.

2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Verificar a variação de violações de limites preconizados pela Resolução CONAMA nº 357/2005 para os parâmetros Oxigênio Dissolvido e Demanda Bioquímica de Oxigênio ao longo do curso d'água, em função da localização de um emissário de efluente;
- Verificar alterações na eficiência requerida para o tratamento de efluente, em função da localização do seu ponto de lançamento, considerando os demais efluentes lançados no corpo d'água com tratamento;
- Estimar a variação das eficiências requeridas para os tratamentos de um conjunto de efluentes, em função da localização de um lançamento específico;
- Verificar como as alterações de carga orgânica de lançamento podem influenciar nas possibilidades de localização.

3 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

3.1 GERENCIAMENTO DE RECURSOS HÍDRICOS

O Brasil, assim como diversos países do mundo, vem sofrendo constantemente com problemas relacionados à qualidade e quantidade da água. O aumento da demanda pela água, e a consequente ampliação da descarga de efluentes contaminados, tem ocasionado a diminuição da disponibilidade de água. Dentro desse contexto, uma abordagem sobre o gerenciamento dos recursos hídricos é fundamental (TUNDISI; MATSUMURA-TUNDISI, 2011).

A Lei nº 9.433, que entrou em vigor em janeiro de 1997 e instituiu a Política Nacional de Recursos Hídricos e o Sistema Nacional de Gerenciamento de Recursos Hídricos, foi um marco muito importante para a gestão e gerenciamento dos recursos hídricos no Brasil. Ela traz como uma de suas diretrizes a gestão sistemática dos recursos hídricos, sem dissociação dos aspectos de quantidade e qualidade. Dessa maneira, os aspectos de qualidade do corpo d'água, como é o caso da disposição de efluentes, tornam-se tão importantes quanto os de quantidade, e precisam ser mais abordados e estudados (BRASIL, 1997).

A legislação incorpora princípios do desenvolvimento sustentável, definindo a água como um recurso de disponibilidade limitada e dotado de valor econômico. Assim, busca-se assegurar a atual e futuras gerações a necessária disponibilidade da água, em padrões de qualidade adequados para diversos usos. Para isso, a legislação disponibiliza um conjunto de instrumentos jurídico-político-administrativos, com abertura de espaço para a sociedade por meio dos Comitês de Bacia Hidrográfica (SALIM, 2004).

Dentre estes instrumentos de gestão, instituídos com a política, estão o Plano de Recursos Hídricos, o enquadramento e a outorga dos direitos de uso, incluindo a outorga para efluentes. Entretanto, para a aplicação correta destes instrumentos é necessário o desenvolvimento de todo um ferramental técnico para apoiar a tomada de decisões. Modelos de simulação de quantidade e qualidade da água, juntamente com a construção de critérios para classificar os objetivos a serem alcançados, são exemplos de ferramentas a serem utilizadas (MACHADO; PORTO; KAVISKI, 2012).

O conceito de bacia hidrográfica como unidade territorial para a implementação da política e gerenciamento dos recursos hídricos, também instituído com a lei 9.433/1997, auxilia no desenvolvimento e aplicação de novas ações. A bacia hidrográfica permite integrar ações de pesquisa e gerenciamento em uma unidade física estabelecida, podendo incorporar atividades multi e interdisciplinares, e assim, um gerenciamento integrado e participativo. Além disso, por ser um ecossistema hidrologicamente integrado, com componentes e subsistemas interativos, a unidade possibilita mais facilidade na resolução de conflitos e estabelecimento de parcerias, garantindo o desenvolvimento econômico e a manutenção da qualidade do corpo hídrico (CRUZ; GODOY, 2016).

No contexto internacional, diferentes países apresentam políticas e diretrizes para a proteção dos recursos hídricos. Entretanto, nas últimas décadas, a preocupação com a qualidade e quantidade da água, assim como a necessidade de uma melhor abordagem do gerenciamento dos recursos hídricos, tem ganhado mais destaque e discussão nos países desenvolvidos e em desenvolvimento (GERLAK; MUKHTAROV, 2015).

A Comissão Europeia no ano de 2000 instaurou a “*European Union Water Framework Directive (WFD)*”. A preocupação dos cidadãos europeus com a poluição dos corpos d’água foi um dos principais motivos da Comissão Europeia priorizar a proteção das águas. A WFD garantiu um crescimento no gerenciamento dos recursos hídricos nos países da Europa. Com ela, foi estabelecida a bacia hidrográfica como unidade territorial para planejamento de todos os Estados Membros, com a criação de planos de gestão para cada uma delas, juntamente à criação de regiões hidrográficas, nas quais as bacias estariam contidas. Além disso, posteriormente, também foi criado o “*Water Information System for Europe (WISE)*”, que reúne as informações de todas as bacias hidrográficas da Europa e a sua gestão, incluindo dados de programas da qualidade da água dos Estados-Membros (EC, 2000; VEIGA; MAGRINI, 2013).

A Austrália, por sua vez, apresenta uma característica singular de ser capaz de gerir os seus recursos hídricos sem a necessidade de considerar relações internacionais. Entretanto, o país é composto por estados independentes, cada um com seu próprio parlamento e conjunto de valores. Neste contexto, a gestão de recursos hídricos

teve destaque na Bacia de Murray-Darling, a qual era controlada por jurisdições independentes e diferentes, e assim necessitava de um gerenciamento integrado. Desde a década de 1990 as condições da bacia começaram a ser questionadas, levando ao reconhecimento da necessidade de um gerenciamento mais holístico. Dessa maneira, com a aceitação internacional dos princípios da Gestão Integrada de Recursos Hídricos (IWRM – *International Water Resources Management*), em 2008 a Comissão da Bacia Murray-Darling foi formada, a qual foi simplificada para se tornar a Autoridade da Bacia de Murray-Darling, responsável pela criação do Plano da Bacia. Consequentemente, pela primeira vez na Austrália o planejamento de recursos hídricos foi visto de forma integrada, considerando a bacia como um todo, ao invés de uma base territorial ou estatal (SULLIVAN, 2014).

Nos Estados Unidos numerosos programas de melhoria de qualidade da água dos mananciais hídricos vêm sendo implantados, os quais são baseados no “*Clean Water Act*”, que estabelece a estrutura básica para pesquisas e programas no país. Criado originalmente em 1948, sendo significativamente expandido e reconhecido em 1972, o “*Clean Water Act*” é base para regulamento da descarga de poluentes, assim como para os padrões de qualidade de águas superficiais (USEPA, 2016). Dentre os regulamentos, destaca-se o TMDL (*Total Maximum Daily Load*), o qual se refere a uma carga máxima total diária (valor-limite) de um poluente que pode ser lançada em um corpo d’água sem que seus padrões de qualidade sejam violados. A estimativa considera todas as fontes contribuintes de poluentes, tanto pontuais quanto não pontuais.

O valor do TMDL representa a capacidade de suporte de um corpo d’água e deve orientar todas as ações de controle da poluição na bacia hidrográfica. O controle da fonte de poluição pontual pode ser feito por meio da redução da concentração ou da vazão da fonte poluidora, e o controle da fonte difusa pela diminuição da concentração, através das BMPs (*Best Management Practices*) (ANDRADE, 2012). Tal necessidade de redução de carga faz surgir também um terreno gerencial propício ao mecanismo de cotas de emissão, em que um novo empreendimento poluidor, apesar de emitir dentro dos padrões previstos em lei, caso comprometa o valor do TMDL poderá investir na minimização de sua carga total diária, com a implantação, por exemplo, de uma estação de tratamento de efluentes. Dessa maneira, o TMDL é basicamente um instrumento de gestão ambiental, baseado na

qualidade das águas, capaz de acionar e canalizar ações em uma bacia hidrográfica (SILVA; JARDIM, 2007).

Dos países em desenvolvimento a China tem se destacado por mudanças e desafios no gerenciamento dos recursos hídricos, devido ao elevado crescimento populacional e desenvolvimento econômico que vem ocasionando conflitos entre oferta e demanda de água. Com uma ementa da “*Water Law*”, em 2002, foram estabelecidos comitês de bacias hidrográficas, agências de água, assim como planos de bacia, os quais determinavam direitos do uso e cobrança, a nível nacional, regional e da própria bacia hidrográfica (LIU; SPEED, 2009). Em 2009, para se adaptar ao aumento do estresse hídrico, o governo chinês adotou a política SWRM (*Strictest Water Resource Management*). O objetivo principal do SWRM é cumprir com três limites principais estabelecidos: reduzir a quantidade total de uso da água, aumentar a eficiência do uso da água e controlar a poluição dos recursos hídricos. Para alcançar tais limites, diferentes medidas vem sendo tomadas pelo governo, como: complementação da legislação (*Water Law*); redução da fragmentação do gerenciamento de recursos hídricos a fim de integrar o sistema; fortalecimento do apoio da ciência e tecnologia; aumento da capacidade de alocação e controle dos recursos hídricos; melhoria da eficiência do uso da água e desenvolvimento de uma sociedade que promova a conservação da água, e fortalecimento da proteção da água e conservação ecológica (WANG et al., 2018).

Destaca-se que para todos os sistemas abordados, a fim de possibilitar o adequado gerenciamento dos recursos hídricos, um dos principais aspectos é a garantia da qualidade de água dos corpos d'água, de forma que possibilite os diferentes usos aos quais os corpos d'água possam estar sujeitos.

3.2 ASPECTOS DA QUALIDADE DAS ÁGUAS

A qualidade de uma determinada água é função das condições naturais e do uso e da ocupação do solo na bacia hidrográfica. No que se refere às condições naturais, a qualidade das águas pode ser afetada pelo escoamento superficial e pela infiltração do solo, resultantes da precipitação atmosférica, a qual pode carrear partículas, substâncias e impurezas do solo. Por sua vez, a interferência do homem

ocorre de forma concentrada, com a geração de despejos domésticos ou industriais, ou de forma dispersa, como na aplicação de defensivos agrícolas no solo, contribuindo na introdução de compostos na água, afetando sua qualidade (VON SPERLING, 2014b).

A qualidade de um corpo hídrico é um conceito relativo, que depende diretamente do uso a que se destina, seja este para a balneabilidade, consumo humano, irrigação, transporte e manutenção da vida aquática. Para avaliar a qualidade da água é essencial que sejam estabelecidos critérios de acompanhamento das características qualitativas da água, de forma que se permita avaliar os níveis de poluição e as alterações no corpo hídrico (SOUZA et al., 2014).

Os padrões de qualidade de água variam para cada tipo de uso preponderante. No Brasil, a Resolução CONAMA nº 357, de 17 de março de 2005, dispõe sobre a classificação dos corpos d'água e diretrizes ambientais para seu enquadramento. As classes de qualidade representam o conjunto de condições e padrões de qualidade de água necessários ao atendimento dos usos preponderantes, atuais ou futuros.

A Resolução CONAMA nº 357/2005 determina os padrões e objetivos de qualidade para as águas doces através de cinco classes, cujas qualidades variam de acordo com os usos que se destinam, as quais são: classes especial, 1, 2, 3 e 4. A definição da classe de qualidade do corpo d'água é decorrente do processo de enquadramento. Contudo, a referida resolução define que enquanto não forem aprovados os respectivos enquadramentos dos corpos d'água, as águas doces serão consideradas classe 2, exceto se as condições de qualidade atuais forem melhores, o que determinará a aplicação da classe mais rigorosa correspondente (BRASIL, 2005).

Para cada classe de enquadramento são estabelecidos os padrões de parâmetros físicos, químicos e biológicos, a fim de que a qualidade da água seja mantida. Dentro desses parâmetros estabelecidos, tem-se destaque a demanda bioquímica de oxigênio (DBO) e o oxigênio dissolvido (OD), os quais constituem possivelmente no principal problema de poluição das águas em países em desenvolvimento (VON SPERLING, 2014b). A Tabela 1 apresenta os padrões estabelecidos para os dois parâmetros, de acordo com a classe de enquadramento.

Tabela 1 - Padrões de qualidade de água estabelecidos pela Resolução CONAMA nº 357/2005 para águas doces

Classe de Enquadramento	DBO_{5,20} (mg/L)	OD (mg/L)
Classe 1	≤ 3	≥ 6
Classe 2	≤ 5	≥ 5
Classe 3	≤ 10	≥ 4
Classe 4	*	≥ 2

*Classe 4 não possui padrão estabelecido para DBO.

Fonte: BRASIL (2005).

O oxigênio dissolvido é um parâmetro de essencial importância para a vida aquática dos organismos aeróbios, sendo assim de extrema relevância na legislação da classificação das águas. Dessa maneira, o OD é o principal parâmetro para caracterização dos efeitos da poluição das águas por despejos orgânicos. A origem pode ser natural, através da dissolução de oxigênio atmosférico ou produção por organismos fotossintéticos, ou mesmo antropogênica, por meio da introdução de aeração artificial ou produção por organismos fotossintéticos em corpos d'água eutrofizados (VON SPERLING, 2014b).

A demanda bioquímica de oxigênio representa de maneira indireta a quantidade de matéria orgânica presente no corpo d'água. Dessa forma, a DBO não é propriamente o poluente, mas um indicador da quantidade de oxigênio molecular requerido pelos microorganismos para a decomposição da matéria orgânica presente na água. Assim, determina-se como um dos principais parâmetros utilizados para avaliar o efeito produzido pelo impacto de despejos domésticos ou industriais sobre os corpos receptores (JOHNSON et al., 2003; ZORZAL, 2009; ANDRADE, 2012).

A matéria orgânica, representada indiretamente pela DBO, ao ser lançada em um corpo d'água sofre um processo natural de neutralização, denominado autodepuração. Segundo Von Sperling (2014b) a autodepuração refere-se ao restabelecimento do equilíbrio no meio aquático, após as alterações induzidas pelos despejos afluentes. As águas residuárias domésticas ou industriais, constituídas basicamente de matéria orgânica, quando lançadas num corpo d'água, desencadeiam uma sequência de eventos naturais que buscam a estabilidade da comunidade aquática. Diferentes fenômenos estão envolvidos na autodepuração, entre eles a demanda de oxigênio, reaeração, sedimentação, ressuspensão do lodo,

dentre outros. Ao considerar a matéria orgânica como enfoque, o fenômeno da autodepuração se estabelece tendo em vista transformar os compostos orgânicos em substâncias inertes e não prejudiciais sob o ponto de vista ecológico (BALDOCHI, 2002).

O conhecimento do fenômeno de autodepuração e sua quantificação são importantes uma vez que a capacidade que um corpo d'água tem de assimilar os despejos, sem apresentar problemas do ponto de vista ambiental, é um recurso natural que pode ser explorado. Neste contexto, legislações nacionais consideram o estudo da autodepuração no estabelecimento de padrões.

A Resolução CONAMA nº 357/2005 supracitada, no seu parágrafo 1º do Artigo nº 10 estabelece que os valores limites de $DBO_{5,20}$ para as águas doces de Classes 2 e 3 poderão ser ultrapassados, desde que estudos da capacidade de autodepuração do corpo receptor comprovem que as concentrações mínimas de OD previstas não serão desobedecidas, nas condições de vazão de referência, com exceção da zona de mistura.

A Resolução CONAMA nº 430/2011, a qual alterou e complementou a Resolução CONAMA nº 357/2005 e dispõe sobre as condições e padrões de lançamento de efluentes, também considera o fenômeno de autodepuração. Através desta é determinado que efluentes de qualquer fonte poluidora somente poderão ser lançados diretamente nos corpos receptores após devido tratamento. Para o lançamento direto de efluentes oriundos de sistemas de tratamento de esgotos sanitários a concentração máxima de $DBO_{5,20}$ é de 120 mg/L, sendo que este limite apenas poderá ser ultrapassado caso o sistema de tratamento apresente eficiência de remoção mínima de 60% de DBO, ou mediante estudo de autodepuração do corpo hídrico que comprove atendimento às metas do enquadramento do corpo receptor (BRASIL, 2011).

3.3 MODELOS DE QUALIDADE DE ÁGUA

Os modelos de qualidade de água são ferramentas importantes para identificar a poluição ambiental dos recursos hídricos, assim como o comportamento dos poluentes no meio aquático. Dessa maneira, são eficazes para simular e prever o

transporte de poluentes nos cursos d'água. Adicionalmente, os modelos de qualidade de água têm sido amplamente utilizados para criar uma base científica para decisões do processo de gerenciamento ambiental, fornecendo assim uma conexão entre as ações de gestão e a resposta do ecossistema (RODE et al., 2010; WANG et al., 2013).

A preocupação ambiental quanto à qualidade da água no âmbito das bacias hidrográficas, impulsionada pela descarga contínua de águas residuais domésticas e industriais, levou ao desenvolvimento de modelos cada vez mais completos de qualidade de água. A modelagem matemática permite o diagnóstico e a previsão de impactos resultantes de múltiplos usos da água e descargas de efluentes (SALLA et al., 2014).

Segundo Tucci (2005), o modelo matemático de qualidade de água é uma ferramenta para entender e simular o comportamento de determinada bacia hidrográfica através de equações matemáticas. A modelagem objetiva representar a realidade tal como é medida ou observada, fazendo o uso das características mais importantes para prever uma nova situação. Entretanto, nem toda complexidade das múltiplas interações nos sistemas ambientais pode ser representada, uma vez que várias delas não são quantificáveis e mensuráveis.

Os modelos matemáticos são compostos por uma estrutura teórica, representada por equações matemáticas (valores numéricos ou coeficientes dos parâmetros das equações), dados de entrada e dados de saída, os quais compreendem observações (medições) de campo ou de laboratório, relacionando fatores externos com a resposta do sistema. As expressões matemáticas correspondem aos processos físicos, químicos e biológicos que ocorrem no corpo d'água. Maior parte deles corresponde a equações de conservação de massa e quantidade de movimento (VON SPERLING, 2014a).

O balanço de massa constitui três fenômenos fundamentais: a entrada do constituinte no volume de controle, o transporte dele através do volume de controle e as reações ocorridas que resultam no aumento ou decaimento da concentração do constituinte. A entrada dos poluentes resulta de processos naturais e despejo de esgoto doméstico, efluentes industriais ou atividades agrícolas, na forma de poluição pontual ou difusa. O transporte refere-se ao movimento dos poluentes por meio dos

fenômenos de difusão, dispersão ou advecção, sendo dependentes das características hidrológicas e hidrodinâmicas do corpo d'água. Por sua vez, as reações cinéticas, quando os poluentes são não conservativos, representam quão rapidamente se dá o consumo do reagente e formação do produto (ALBERTIN, 2008).

Geralmente, os modelos de qualidade de água são classificados de acordo com sua complexidade, domínio de aplicação (captação, corpo d'água receptor ou modelos integrados) e os tipos de variáveis de qualidade de água analisadas (nutrientes, sedimentos, oxigênio dissolvido, por exemplo). O uso de modelos matemáticos envolve a escolha do modelo mais adequado de acordo com os objetivos, a seleção e análise de dados necessários, o acesso a estes dados, o ajuste e a verificação dos parâmetros, a definição de cenários de aplicação, prognóstico e a estimativa das incertezas dos resultados (BORAH et al., 2006; DE PAULA, 2011).

Os modelos matemáticos vêm sendo usados desde o desenvolvimento do modelo clássico de Streeter-Phelps. Precursor dos modelos matemáticos de qualidade de água, o modelo criado por Harold Warner Streeter e Earle Bernard Phelps foi aplicado primeiramente em 1925 em estudo no rio Ohio, Estados Unidos, com o objetivo de mensurar as fontes de poluição e os impactos causados na água usada para abastecimento urbano. A equação de Streeter-Phelps caracterizou o consumo de oxigênio dissolvido nos rios pela oxidação da matéria orgânica, a partir do momento que as cargas orgânicas eram lançadas no curso d'água (ORLOB, 1992). O modelo considera o escoamento permanente uniforme e regime de fluxo pistão, desconsiderando a fase nitrogenada da oxidação da matéria orgânica. Além disso, representa o balanço de OD e DBO na forma de equações diferenciais ordinárias de primeira ordem, as quais descrevem a desoxigenação da matéria orgânica por decomposição da matéria orgânica carbonácea e reaeração atmosférica.

A partir do modelo de Streeter-Phelps, vários outros modelos foram sendo desenvolvidos com um maior grau de complexidade e número de variáveis, mantendo, entretanto, a estrutura conceitual do modelo clássico. Os modelos de qualidade de água foram se aperfeiçoando e incorporando sistemas bidimensionais e tridimensionais, sistemas não-lineares, ciclos de nitrogênio e fósforo, influência dos sedimentos, consideração de fontes não-pontuais de poluição, integração com

modelos de poluição do ar e de geoprocessamento, dentre outros refinamentos específicos de cada modelo. O Quadro 1 apresenta a evolução histórica e uma breve descrição dos modelos matemáticos de qualidade de água, estabelecidos a partir do modelo Streeter-Phelps até o ano de 2007, em que foi desenvolvido o modelo QUAL-UFGM.

Quadro 1 - Evolução histórica dos modelos matemáticos de qualidade de água (Continua)		
Ano	Modelo	Características
1925	Streeter & Phelps	Modelo que representa o balanço entre OD e DBO definidos na forma de equações diferenciais ordinárias de primeira ordem.
1963	Camp	Modelo de simulação de OD/DBO que modifica as equações originais adicionando os termos referentes à sedimentação e/ou ressuspensão, DBO do escoamento superficial e fotossíntese.
1964	Dobbins	Modelo de simulação no qual OD/DBO apresentam-se na forma de equações diferenciais de segunda ordem, considerando-se os efeitos da demanda bentônica, fotossíntese e respiração no acréscimo da taxa de OD.
1967	O'Connor	Modelo de simulação OD/DBO que utiliza equação onde os termos referentes à DBO carbonácea e DBO nitrificante estão separados.
1970	Dosag I	Modelo proposto pelo <i>Texas Water Development Board</i> (TWDB), que mostra, de forma integrada, que a equação de Streeter Phelps é aplicável à sistemas unidimensionais sem considerar os efeitos da dispersão.
1970	Dosag III	Modelo criado pela <i>Environmental Protection Agency</i> (EPA) que registra maior habilidade nos procedimentos de simulação e maior número de parâmetros simulados no Dosag I.
1970	QUAL-I	O modelo QUAL-I, desenvolvido pelo F. D. Masch and Associates e TWDB, usa equações unidimensionais de dispersão-advecção pela solução das diferenças finitas, com uso de elemento computacional padrão de comprimento estabelecido pelo sistema. Elementos computacionais com propriedades hidrológicas e físicas similares agrupam-se no mesmo trecho.
1970	WASP	O modelo WASP (<i>Water Analysis Simulation Program</i>), desenvolvido pela EPA, permite simular os processos hidrodinâmicos e de qualidade de água em 1, 2 ou 3 dimensões para uma variedade de poluentes. Os processos de advecção, dispersão, fluxos de massa pontual e difusa, além de fluxos na fronteira de fundo são representados no modelo. O WASP também pode ser implementado com modelos de transporte hidrodinâmico e de sedimentos, os quais fornecem perfis de velocidade, temperatura, salinidade e fluxos de sedimentos. O WASP7 é um aprimoramento do WASP original e contém a inclusão do modelo de diagênese sedimentar associado à modelo secundário avançado de eutrofização, que predita demanda de oxigênio pelo sedimento e fluxos de nutrientes a partir do sedimento de fundo.
Década de 70	MIKE 11	O modelo Mike 11 foi desenvolvido pelo DHI (Danish Hydraulic Institute) para simulação de escoamentos, qualidade da água e transporte de sedimentos em estuários, rios, sistemas de irrigação, canais e outros corpos d'água. O módulo hidrodinâmico (HD) é o núcleo do sistema de modelagem e constitui a base para a maioria dos módulos, incluindo a previsão de cheias, advecção-dispersão, qualidade da água e módulos de transporte de sedimentos não-coesivos.
Década de 70	ISIS	ISIS é um simulador hidrodinâmico completo, desenvolvido no Reino Unido por <i>Hydraulics Research Wallingford</i> (HR-Wallingford) e <i>Sir William Halcrow and Partners</i> , para modelagem de fluxos e níveis água em canais abertos e estuários. O módulo de qualidade da água do programa ISIS (<i>ISIS Quality Water</i>) é capaz de modelar uma gama de variáveis e processos de qualidade da água simultaneamente, que incluem: poluentes conservativos e não conservativos, coliformes, sal, temperatura da água, sedimento, balanço de oxigênio (OD e DBO), interações de oxigênio (água/sedimento), fitoplâncton, macrófitas, algas bentônicas, pH.

Quadro 1 - Evolução histórica dos modelos matemáticos de qualidade de água (Continuação)

Ano	Modelo	Características
1972	QUAL-II	O modelo Qual II é uma modificação do QUAL I desenvolvida pelo <i>Water Resources Engineers, Inc.</i> (WRE) sob contrato com a EPA. O modelo é aplicável para rios dendríticos e bem misturados. Pode simular variações temporais e espaciais de até treze parâmetros de qualidade de água em qualquer combinação desejada pelo usuário. O modelo assume que os principais mecanismos de transporte, advecção e dispersão, são significativos somente ao longo da direção principal do fluxo (eixo longitudinal do rio). Pode ser operado em regime permanente ou dinâmico.
1974	SIMOX	O modelo Simox (<i>Dissolved Oxygen Simulation Model</i>), desenvolvido pelo CEPIS (<i>Centro Panamericano de Ingeniería Sanitaria y Ciencias del Ambiente</i>) para simulação de oxigênio dissolvido, inclui OD/DBO, bactéria (Lei de Chick) e uma substância conservativa. A versão mais recente também simula o decaimento de primeira ordem de nitrogênio e fósforo para representar sedimentação, absorção e transformação.
1974 - 1978	WQRRS	O modelo WQRRS (<i>Water Quality for River-Reservoir Systems</i>), desenvolvido pela CEIWR-HEC, é baseado nos modelos Qual-II e CE-QUAL-W2. Fornece abrangente simulação da qualidade da água para rios e reservatórios. O modelo consiste em três módulos distintos, mas integrável: módulo reservatório, módulo hidráulico e módulo de qualidade. Os três programas podem ser integrados para uma completa análise de qualidade da água da bacia hidrográfica. No módulo de qualidade, as taxas de transporte de parâmetros de qualidade podem ser representados para escoamentos aeróbios, e podem ser simuladas picos de cargas poluentes para escoamento estável ou instável. Simula OD, DBO, nutrientes, biomassa algal, temperatura, bactérias indicadoras, constituintes conservativos e não conservativos, produtividade de algas e nutrientes no reservatório, bem como interações de fluxo e temperatura no reservatório.
1975	CE-QUAL-W2	O CE-QUAL-W2, desenvolvido pelo Grupo de Pesquisa de Qualidade da Água do Departamento de Engenharia Civil e Ambiental da Universidade Estadual de Portland, Estados Unidos, é um modelo bidimensional (longitudinal e vertical), hidrodinâmico e de qualidade da água para rios, estuários, lagos, reservatórios e sistemas de bacias hidrográficas. Inclui temperatura, salinidade, ciclo de OD/carbono, ciclos de nitrogênio, fósforo, fitoplanctons e bactérias. Vários níveis de complexidade são possíveis devido à organização modular das simulações de qualidade d'água.
1976	QUALII/SEMOG	O modelo QUAL-II / SEMOG é uma versão do QUAL-II desenvolvida pela WRE para o Conselho de Governos do Sudeste de Michigan (<i>Southeast Michigan Council of Governments - SEMOG</i>). Inclui modificações e aperfeiçoamentos feitos no modelo QUAL II desde o seu desenvolvimento original em 1972.
Final década 70	HSPF	O modelo HSPF (<i>Hydrologic Simulation Program – Fortran</i>) é um programa desenvolvido pela EPA para simulação hidrológica de bacia hidrográfica e de qualidade da água para poluentes orgânicos convencionais e tóxicos. O modelo combina as cargas de escoamento da bacia e cargas, transporte e transformação, nos rios, de OD/DBO, nutrientes, algas e pesticidas/tóxicos; e fornece histórico de tempo da taxa de vazão de escoamento, carga de sedimentos, concentrações de nutrientes e pesticidas, juntamente com histórico de tempo da quantidade e qualidade da água em qualquer ponto na bacia hidrográfica. O HSPF requer uma extensa gama de dados de entrada e coeficientes para parametrizar cada processo de qualidade e quantidade de água. As simulações detalhadas de ciclo de nutriente incluem nitrificação e desnitrificação, absorção de amônia e de ortofósforo, uptake (coletor ascendente de gás), vaporização e imobilização. As transformações de tóxicos no rio abrangem solubilidade, volatilização, fotólises, oxidação e biodegradação. Somente a variação em uma dimensão é considerada no corpo de água. O HSPF inclui três compartimentos de algas e considera a respiração, crescimento, assentamento e morte usando a cinética Michaelis-Menten.

Quadro 1 - Evolução histórica dos modelos matemáticos de qualidade de água (Continuação)

Ano	Modelo	Características
Início década 80	TOMCAT	O modelo TOMCAT (<i>Temporaly Overall Model for Catchments</i>) foi desenvolvido pela companhia concessionária de água do Reino Unido, Thames Water. A conceituação do TOMCAT é essencialmente idêntica à do modelo SIMCAT, isto é, modelo estocástico unidimensional estacionário, com abordagem da técnica de Monte Carlo, permitindo, contudo, correlações temporais mais complexas.
Década de 80	SIMCAT	SIMCAT (<i>Simulated Catchments</i>), desenvolvido pela Agência de Meio Ambiente do Reino Unido, é um modelo estocástico determinístico, unidimensional, em regime permanente, que faz uso de técnicas de análise de Monte Carlo para simular dados de descargas pontuais e difusas ao longo de uma rede de cursos de água. O oxigênio dissolvido é representado por uma relação envolvendo temperatura, reaeração e decaimento da DBO.
1982	CE-QUAL-RIV1	O modelo CE-QUAL-RIV1 foi originalmente desenvolvido pela Universidade Estadual de Ohio em 1982 para a EPA. A versão de 1990 reflete as modificações feitas após 1982 pela Universidade Estadual de Ohio e pelo Laboratório Ambiental da Estação Experimental de Corpos D'água (<i>Waterways Experiment Station - WES</i>) do Corpo de Engenheiros do Exército dos Estados Unidos (<i>United States Army Corps of Engineers - USACE</i>). O modelo é hidrodinâmico e de qualidade da água unidimensional (longitudinal) e permite a simulação de sistemas fluviais ramificados com várias estruturas de controle hidráulico, tais como, eclusa de navegação, represa, regulação de barragem. Constituintes de qualidade da água incluem temperatura, OD, DBO carbonácea, nitrogênio orgânico, nitrogênio amoniacal, nitrato, fósforo ortofosfato, bactérias coliformes, ferro e manganês dissolvidos. Os efeitos de algas e macrófitas também estão incluídos.
1985	Qual2E	O QUAL2E, distribuído pela EPA, é um modelo unidimensional de estado permanente, usado freqüentemente para simular os efeitos de descargas de poluição de fontes pontuais e não-pontuais na qualidade da água de rios. Ciclos detalhados de OD/DBO e de nutriente são simulados, considerando os efeitos de respiração de algas, reaeração e demanda de oxigênio de sedimentos. Os metais podem ser simulados arbitrariamente como constituintes conservativos ou não. Sua hidrodinâmica baseia-se na equação unidimensional de advecção-dispersão.
1985	MIKE BASIN	O modelo MIKE BASIN, desenvolvido pelo DHI, associa técnicas de simulação e modelagem em rede de fluxo e é estruturado em uma rede de arcos e nós digitalizada no ambiente do ArcView do Sistema de Informações Geográficas. A simulação das variáveis de qualidade da água é feita através de transporte no estado estacionário nos arcos do sistema. Dentre outras características do modelo, destacam-se seu rápido tempo de processamento e sua flexibilidade e facilidade na representação de sistemas hídricos. Para a solução da qualidade de água é considerado somente o transporte advectivo e o decaimento das concentrações pode ser modelado.
1987	SisBaHiA	O SisBaHiA (Sistema Base de Hidrodinâmica Ambiental) foi desenvolvido pela Coordenação de Programas de Pós Graduação em Engenharia (COPPE) da Universidade Federal do Rio de Janeiro. Trata-se de um sistema de modelos computacionais para previsão do escoamento ou movimento das águas e para a previsão da qualidade das águas ou transporte de grandezas escalares qualificadoras em corpos d'água naturais. Em sua versão 3.6 e superiores, o SisBaHiA oferece recursos para modelar corpos de água com superfície livre sem estratificação vertical significativa. Nesta classe de corpos de água pode-se encontrar rios, canais, lagos, lagoas, reservatórios, estuários, baías e águas costeiras. Os Modelos de Qualidade de Água e Eutrofização (MQA) do SisBaHiA correspondem conjunto de modelos de transporte Euleriano, podendo ser aplicados para escoamentos 2D, ou em camadas selecionadas de escoamentos 3D. Os MQA permitem simulação acoplada de até 11 parâmetros de qualidade da água e indicadores de eutrofização: sal, temperatura, OD-DBO, nutrientes, compostos de nitrogênio e de fósforo e biomassa.

Quadro 1 - Evolução histórica dos modelos matemáticos de qualidade de água (Continuação)

Ano	Modelo	Características
1989	DUFLOW	O modelo DUFLOW, desenvolvido pelo <i>International Institute for Hydraulic and Environmental Engineering</i> (IHE), <i>Rijkswaterstaat</i> (Public Works Department), <i>Delft University of Technology</i> , <i>Agricultural University of Wageningen</i> , permite simulação de escoamento não permanente unidimensional e qualidade da água em sistemas de canais abertos, podendo ser incluso controle de estruturas como diques, bombas, bueiros e sifões. O modelo possui diversas aplicações, como a propagação de ondas em estuários, ondas de cheias em rios e operação de sistemas de irrigação e drenagem, e pode incluir parâmetros de qualidade da água.. A modelagem da qualidade da água foi incluído no DUFLOW em 1992, em sua versão 2.0.
Início década 90	SWAT	<i>Soil Water and Analysis Tools</i> (SWAT), modelo físico desenvolvido pelo Departamento de Agricultura dos Estados Unidos (<i>United States Department of Agriculture</i> - USDA), teve sua origem no modelo SWRRB (<i>Simulator for Water Resources in Rural Basins</i>) - modificação do modelo hidrológico CREAMS (<i>Chemicals, Runoff, and Erosion from Agricultural Management Systems</i>). O SWAT pode ser usado na modelagem de bacias hidrográficas que não possuem dados de monitoramento disponíveis. O modelo opera em escala de tempo contínua e permite prognosticar o impacto de longo prazo das práticas de gestão de solo nos recursos hídricos e a produção de sedimentos e aplicação de produtos químicos nas plantações dentro dos grandes complexos de bacias hidrográficas.
1991 - 1994	AQUASIM	O programa AQUASIM, desenvolvido pelo EAWAG (<i>Swiss Federal Institute for Environmental Science and Technology</i>), foi projetado para a identificação e simulação de sistemas aquáticos técnicos e naturais. O modelo realiza simulações, análises de sensibilidade, estimativa de parâmetros (usando dados medidos). O usuário pode especificar qualquer conjunto de variáveis de estado e processos de transformação do modelo.
1993	DELFT 3D	O modelo Delft 3D, desenvolvido pela <i>WL Delft Hydraulics</i> , permite uma abordagem multidisciplinar e cálculos em 3D para áreas costeiras, rios e estuários e pode realizar simulações de fluxos, transporte de sedimentos, ondas, qualidade da água, desenvolvimentos morfológicos e ecologia. O modelo é composto por um conjunto de módulos, agrupados em torno de uma interface mútua. Cada módulo pode ser executado de forma independente ou em combinação com um ou mais módulos.
1995	HEC-HAS	O modelo HEC-HAS (<i>Hydrological Engineering Center-River Analysis System</i>), desenvolvido pelo HEC do USACE., possibilita a simulação unidimensional de escoamento em canais abertos, sob o regime permanente e não-permanente e também na condição de fundo móvel (transporte de sedimentos). A versão HEC-HAS 5.0, lançada em 2015, permite a modelagem bidimensional do escoamento.
1995 - 2000	SOBEK	SOBEK-RE, versão original do SOBEK, desenvolvido pela <i>WL Delft Hydraulics</i> em parceria com o Instituto de Gestão das Águas Interiores e Tratamento de Águas Residuais (<i>Inland Water Management and Waste Water Treatment</i> – RIZA) do governo da Holanda, constitui de sistema de modelagem unidimensional projetado para sistemas fluviais simples e complexos e estuários. Pode ser usado para simular escoamento instável e constante, transporte de sedimentos, morfologia, intrusão salina e qualidade da água, com aplicações na resolução de problemas em matéria de navegação, previsão de inundações, estudos da poluição da água, estuários com água doce e salgada, estudos de mineração de areia, sedimento e morfologia. SOBEK 2 apresenta três linhas básicas de produtos, SOBEK-River, SOBEK-Rural e SOBEK-Urban, sendo cada uma composta por diferentes módulos para simular aspectos específicos do sistema de água, podendo funcionar separadamente ou em combinação. O SOBEK 3 é o sucessor agregado do SOBEK-River, DUFLOW e SOBEK-RE.

Quadro 1 - Evolução histórica dos modelos matemáticos de qualidade de água (Continuação)

Ano	Modelo	Características
1996	BASINS 1 BASINS 2 BASINS 3 BASINS 4	Desenvolvido pela USEPA (<i>United States Environmental Protection Agency</i>), BASINS (<i>Better Assessment Science Integrating point & Non-point Sources</i>) são sistemas de análise ambiental polivalentes que integram a poluição de fontes pontuais e não pontuais. Foram desenvolvidos pela Agência de Proteção Ambiental dos EUA para auxiliar na gestão de bacias hidrográficas e desenvolvimento de TMDL, integrando dados ambientais, ferramentas de análise e modelos de qualidade de água e bacias hidrográficas.
1997	PC- QUASAR	O modelo PC-QUASAR, desenvolvido pelo CEH (<i>Center for Ecology & Hydrology</i>), permite fácil comparação entre o estado existente do rio e aquele depois de uma mudança planejada ou um evento não planejado que tivesse ocorrido na rede fluvial. O modelo descreve mudanças na qualidade da água ao longo do tempo e permite monitorar episódios de poluição à jusante. O modelo apresenta dois modos de execução: modo de planejamento e modo de previsão dinâmica. O modo de planejamento pode produzir dados de frequência e distribuição cumulativas de vazão e qualidade em locais de interesse. O modo dinâmico fornece perfis de vazão e qualidade da água ao longo do sistema fluvial ou contra o tempo em qualquer alcance de interesse. O modelo permite simular vazão do rio, pH, nitrato, temperatura, E. Coli, DBO, OD, poluente conservativo ou traçador.
1997	EFDC	Desenvolvido pelo Instituto Virgínia de Ciência Marinha Virgínia (<i>Institute of Marine Science</i>), a USEPA listou o modelo EFDC como uma ferramenta para a gestão da qualidade da água em 1997. O modelo EFDC é adequado para a simulação da qualidade da água em rios, lagos, reservatórios, estuários e zonas úmidas, incluindo modelos uni, bi ou tridimensionais.
2002	AQUATOX	AQUATOX é um modelo de simulação de sistemas aquáticos, desenvolvido pela EPA, que prevê o destino de nutrientes, sedimentos e produtos químicos orgânicos em corpos d'água, bem como os seus efeitos diretos e indiretos em organismos residentes. Simula a transferência de biomassa e produtos químicos a partir de um compartimento do ecossistema para outro. O modelo simula múltiplos estressores ambientais (incluindo nutrientes, cargas orgânicas, sedimentos, substâncias químicas tóxicas e temperatura) e seus efeitos sobre as comunidades de algas, macrófitas, invertebrados e peixes. AQUATOX pode ajudar a identificar e compreender as relações causa/efeito entre a qualidade química da água, do ambiente físico e a vida aquática. Pode representar uma variedade de ecossistemas aquáticos, incluindo lagos verticalmente estratificados, reservatórios, lagoas, rios, córregos e estuários. A versão 3.1 do modelo contém várias melhorias em relação às anteriores que facilitam a interface e utilidade do modelo.
2003 (versão beta)	QUAL 2K	O modelo QUAL2K é uma versão modernizada do modelo QUAL2E e apresenta na sua estrutura os seguintes novos elementos: modelo segmentado, especificação da DBO carbonácea, ambientes anóxicos, interações água-sedimento, algas inferiores, redução da luz, pH (potencial hidrogeniônico), patógenos.
2005	EDP-RIV1	O modelo EDP-RIV1, desenvolvido pela Divisão de Proteção Ambiental do Departamento de Recursos Naturais da Georgia (<i>Georgia Environmental Protection Division of the Georgia Department of Natural Resources</i>) e pela EPA, baseia-se no modelo CE-QUALRIV1. Consiste num sistema de programas para executar simulações unidimensionais hidrodinâmicas e de qualidade da água, com a finalidade de analisar condições existentes e realizar alocações de carga de resíduos. O modelo pode representar sistemas de rios dendríticos ou ramificados e pode lidar com influências de marés de jusante, efeitos à jusante de lagos, captações de água dinâmicas, operações de vertedouro de barragem e eventos de tempestade. O modelo permite simular interações de 16 variáveis de estado, incluindo temperatura da água, espécies de nitrogênio (ou DBO nitrogenada), espécies de fósforo, OD, demanda de oxigênio carbonácea, algas, ferro, manganês, bactérias coliformes e dois componentes arbitrários. Além disso, o modelo pode simular os impactos de macrófitas sobre OD e ciclagem de nutrientes.

Quadro 1 - Evolução histórica dos modelos matemáticos de qualidade de água (Conclusão)

Ano	Modelo	Características
2007	QUAL-UFMG	O modelo QUAL-UFMG, desenvolvido por Marcos Von Sperling da Universidade Federal de Minas Gerais para o ambiente computacional da planilha Microsoft Excel, possibilita a modelagem de rios através da utilização de um modelo baseado no QUAL2EU, desenvolvido pela EPA. O QUAL-UFMG torna possível uma simulação rápida e simples das variáveis DBO, OD, nitrogênio total e suas frações, fósforo total e suas frações e coliformes termotolerantes.

Fonte: Bringer (2017).

Dentre os modelos citados acima, o QUAL2E é o modelo de simulação da qualidade da água em rios mais conhecido e usado pela comunidade científica e tecnológica. Desenvolvido na década de 80 pela Tufts University em parceria com a Agência de Proteção Ambiental dos Estados Unidos (USEPA), o modelo QUAL2E, devido aos diversos estudos já realizados, tem comprovada sua acurácia numérica e garantida a representação cinética sofrida pelos poluentes considerados (ALBERTIN, 2008). Dentre as aplicações do modelo ressalta-se a aplicação da *Water Framework Directive* – WFD, a implantação do programa TMDL e o uso como ferramenta de suporte para o gerenciamento dos recursos hídricos (USEPA, 1992; KDOW, 1998; RORIZ, 2002; LIBELLI; BETTIB; CAVALIERI, 2004; MPCA, 2004; SALIM, 2004; ACHLEITNER et al., 2005, HARTNETT; BERRY; IRVINE, 2007; PALIWAL; SHARMA; KANSAL, 2007; ZORZAL, 2009; GASTALDINI; OPPA, 2011; KNAPIK et al., 2011; ANDRADE; MAURI; MENDONÇA, 2013, KIM et al., 2016).

Baseado no modelo QUAL2E, Von Sperling (2007) desenvolveu, no ambiente computacional da planilha Microsoft Excel, o modelo QUAL-UFMG. O QUAL-UFMG possibilita uma simulação rápida e simples das variáveis demanda bioquímica de oxigênio (DBO), oxigênio dissolvido (OD), nitrogênio total e suas frações, fósforo total e suas frações, e coliformes termotolerantes.

O QUAL-UFMG tem estrutura bastante similar ao QUAL2E, porém contém algumas simplificações. As algas e todas suas inter-relações com os demais constituintes não são incluídas no modelo, visto que tais processos são extremamente complexos, e os valores dos coeficientes são de difícil determinação. As algas tem maior importância na simulação de ambientes lênticos, porém na simulação de rios, grande parte dos usuários do QUAL2E opta por não incluir essa componente.

Adicionalmente, a dispersão longitudinal não é considerada no transporte dos constituintes. Parte-se do princípio que, conforme comprovado em outros estudos, o

efeito da dispersão longitudinal pode ser desprezado em maior parte das simulações em rios (VON SPERLING, 2014a). Além disso, o modelo utiliza o método de integração de Euler, o qual corresponde a um método simples para resolução das equações diferenciais ordinárias utilizadas na construção dos perfis longitudinais de concentração dos constituintes simulados pelo modelo. Contudo, são necessários pequenos passos de integração, de forma a evitar imprecisões e instabilidades numéricas.

Diferentes trabalhos vêm apresentando a aplicação do QUAL-UFMG para a simulação da qualidade da água, dentre os quais estão Von Sperling (2008), Rodrigues et al. (2009), Costa e Teixeira (2011), De Paula (2011), Louzada, Reis e Mendonça (2013), Lume (2013), Salla et al. (2013), Teodoro et al. (2013), Tonon (2014), Calmon (2015), Zandonadi, Mendonça e Reis (2015). Tem-se ainda estudos como de Santoro, Reis e Mendonça (2016), Fantin, Reis e Mendonça (2017) e Bringer, Reis e Mendonça (2018) que reproduziram o modelo QUAL-UFMG no *software* Matlab.

3.4 MÉTODOS DE OTIMIZAÇÃO

A otimização pode ser definida, de acordo com Ávila (2002), como um conjunto de procedimentos para se maximizar ou minimizar uma função, conforme o objetivo, buscando-se a melhor solução de um problema. Geralmente, o objetivo é definido matematicamente em termos quantitativos em função das variáveis cujos valores se busca encontrar, sendo chamado de função objetivo. Por sua vez, o conjunto de todos os valores das variáveis de projeto definem o espaço de busca.

Segundo Teles e Gomes (2010) a otimização é uma das ferramentas de aplicação imediata mais importantes na atualidade, sendo assim, utilizada na resolução de problemas nas diferentes áreas da engenharia. Dependendo do método utilizado, a otimização pode auxiliar na redução do tempo dedicado ao projeto, possibilitar o tratamento simultâneo de uma grande quantidade de variáveis e restrições em busca do melhor resultado e reduzir custos em relação a modelos experimentais. A escolha do método de busca deve estar estritamente relacionada ao problema a ser otimizado.

Uma classe de métodos denominada metaheurística vem se destacando dentre os métodos que possibilitam uma busca global pelo ponto ótimo no espaço do projeto. Metaheurística é um processo de geração iterativo que orienta uma heurística subordinada, o qual combina de forma inteligente diferentes conceitos para explorar o espaço de busca, utilizando estratégias de aprendizagem para estruturar informações a fim de encontrar soluções ótimas (REINERS; VOB, 2003; ZUFFEREY, 2012; MAIER et al., 2014).

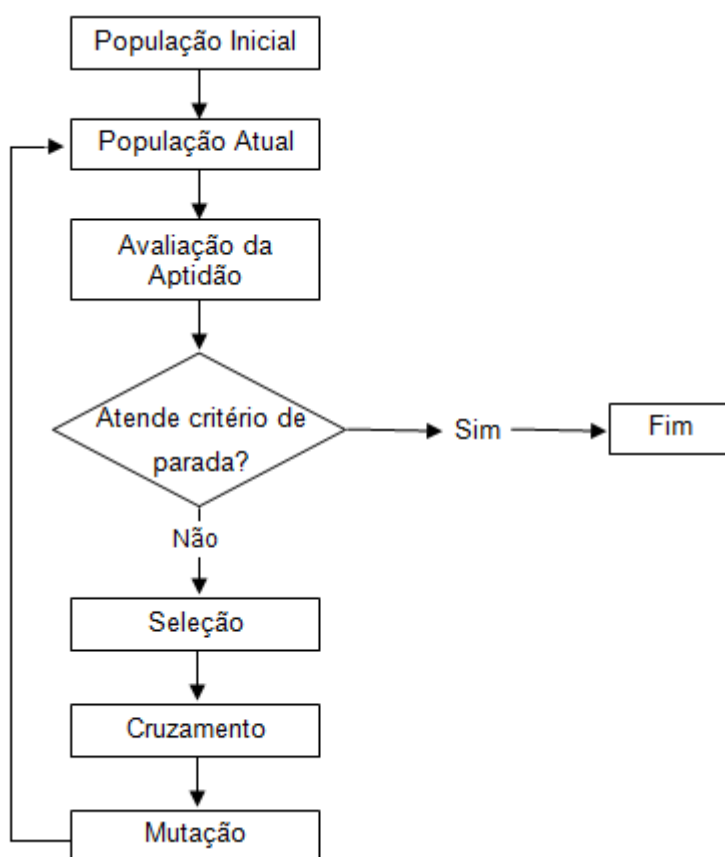
A crescente complexidade da análise de sistemas de recursos hídricos referente à quantificação e alocação de despejos orgânicos numa bacia hidrográfica, assim como as múltiplas variáveis envolvidas no processo de decisão, fizeram com que o uso de metaheurísticas como ferramentas de planejamento e gerenciamento de recursos hídricos se desenvolvesse no cenário mundial (VALORY, 2013).

Neste contexto, os Algoritmos Evolucionários (AEs) compõem a classe de metaheurística mais bem estabelecida para resolver problemas de recursos hídricos. Os Algoritmos Evolucionários são técnicas estocásticas de busca e otimização, inspiradas nos mecanismos da evolução e da genética. Como vantagens apresentam: utilização de informações diretas acerca da função objetivo, não havendo a necessidade da determinação de derivadas; conceito de fácil compreensão; existência de uma população de soluções aleatórias e operadores estocásticos (probabilísticos), possibilitando uma avaliação mais abrangente do espaço de busca a cada iteração e fuga de ótimos locais em direção ao ótimo global (NASCIMENTO; REIS, 2009; NICKLOW et al., 2010; REED et al., 2013).

Os Algoritmos Genéticos (AGs), introduzidos em 1975 por John Holland, na Universidade de Michigan, são um ramo dos Algoritmos Evolucionários, definidos como técnicas heurísticas de otimização global baseadas numa metáfora do processo biológico de evolução natural. Nos AGs, cada parâmetro a ser otimizado no modelo é um gene, e a série completa de genes (parâmetros) forma um cromossomo (uma possível solução). Sendo assim, o gene é um elemento do vetor que representa o cromossomo, ao mesmo tempo que o cromossomo representa um ponto no espaço de busca (um conjunto de parâmetros da função objetivo cuja resposta será maximizada ou minimizada). A população inicial é formada por uma série de cromossomos, que são as possíveis soluções do problema, geradas

aleatoriamente. Cada série de parâmetros é avaliada de acordo com a função objetivo e recebe um determinado valor de aptidão, sendo cada indivíduo da população formado pelo cromossomo e sua aptidão. Inspirado no processo de seleção natural de seres vivos, os cromossomos tidos como os mais aptos da população inicial são selecionados para gerar os cromossomos filhos através da recombinação e da mutação. O processo repete-se até o momento em que uma solução satisfatória é encontrada (LINDEN, 2012; SANTORO, 2016). A Figura 1 apresenta de forma sintetizada o processo básico do AG.

Figura 1 - Fluxograma simplificado de funcionamento do AG



Fonte: GEBRIM (2013).

A otimiza o por algoritmos gen ticos requer a determina o de diversos par metros e operadores que regem o funcionamento do processo de busca. Os principais operadores do Algoritmo Gen tico s o o tipo de sele o, tipo de *crossover* e tipo de muta o. Por sua vez, os principais par metros s o o tamanho da popula o inicial, probabilidade de recombina o, probabilidade de muta o e elitismo. Al m disso, a representa o dos par metros pode tamb m influenciar na

forma do Algoritmo Genético buscar soluções. A determinação dos parâmetros é considerada uma das principais dificuldades dos Algoritmos Genéticos.

A representação a ser escolhida para o uso dos algoritmos genéticos deve ser capaz de representar qualquer solução. Os tipos mais utilizados de representação são a binária e a real. Na representação binária cada parâmetro é formado por um conjunto de *strings* que contêm valores 0 ou 1, identificando o número representado que será decodificado posteriormente, pela ordem dos *bits*. Por sua vez, a representação real pode ser feita de diferentes formas, sendo normalmente com cromossomo para cada parâmetro armazenado como um número real. Na representação real o indivíduo filho possuirá para cada cromossomo, impreterivelmente, uma mistura das características dos dois pais, ao contrário da representação binária em que um indivíduo pode herdar características de apenas um dos pais. A partir disso, muitos pesquisadores têm sido favoráveis à representação real, quando comparada à binária (NEVES, 2007).

Em relação aos parâmetros, o tamanho da população afeta o desempenho global e a eficiência dos AGs. Com uma população pequena o desempenho pode cair, pois, desse modo, a população fornece uma pequena cobertura do espaço de busca do problema. Uma grande população, por outro lado, fornece uma cobertura representativa do domínio do problema, porém requer maiores recursos computacionais (NEVES, 2007).

A aptidão de um indivíduo indica quão próximo da solução tal indivíduo está, ou mesmo, quão próximo ele está ao ambiente que se encontra. Diferentes alternativas podem ser propostas para definir a aptidão, sendo que a mais simples compara a aptidão ao valor da função objetivo.

A seleção é um operador baseado no valor de aptidão dos indivíduos, e objetiva selecionar aqueles que irão compor a próxima geração. Maior parte dos códigos modernos implementam a forma de seleção do tipo torneio e/ou truncamento, visto que essas formas de seleção são invariantes, e ao serem usados em combinação, são implicitamente elitistas. O elitismo é uma importante propriedade que tem demonstrado aumento de eficácia dos algoritmos evolucionários em aplicações de recursos hídricos (REED; MINSKER; GOLDBERG, 2000; BAYER; FINKEL, 2004, apud NICKLOW et al., 2010).

O elitismo é utilizado para que indivíduos com aptidões elevadas sejam preservados sem sofrerem *crossover* ou mutação, garantindo que essas possíveis soluções não sejam perdidas durante o processo de seleção. O elitismo conserva indivíduos com soluções não dominadas, favorecendo a preservação de boas soluções e o alcance mais rápido dos resultados. Esses indivíduos podem ser perdidos se não forem selecionados para a reprodução, ou mesmo se forem destruídos por cruzamento ou mutação.

A recombinação ou cruzamento é um mecanismo que tem a função de criar novas soluções (filhos) através da recombinação de soluções correntes (pais), imitando a natureza estocástica da evolução natural. Para isto, aplica-se um valor de probabilidade a cada par de cromossomos selecionados. Maior a taxa, mais rapidamente serão inseridas novas estruturas na população. Contudo, caso essa taxa seja muito alta, estruturas com boas aptidões podem ser retiradas rapidamente, e assim, ocorrer perdas de estruturas de alta aptidão.

Já a mutação é um operador unitário que provoca perturbação em uma variável de decisão (gene) do vetor associado (cromossomo), respeitando um critério probabilístico, denominado probabilidade de mutação, simulando a introdução de um novo material genético na população durante o processo iterativo de busca das soluções ótimas. A mutação ajuda a manter a variabilidade da população.

A fixação do número de gerações ou a ocorrência da convergência dos resultados, são os principais critérios técnicos de parada, segundo Lacerda e Carvalho (1999). A convergência ocorre quando algum indivíduo do espaço amostral possui um valor de aptidão bem superior aos demais cromossomos da população, fazendo com que esse povoe toda a população com seus descendentes. Assim, não há melhora significativa nos cromossomos de maior aptidão por um dado número de gerações.

Aplicações dos AGs têm sido frequentes em recursos hídricos, como para a otimização de alocação de cargas efluentes, em conjunto com modelos de simulação de qualidade de água (VASQUEZ et al., 2000; BURN; YULIANTI, 2001; CHO; SUNG; HA, 2004; YANDAMURI; SRINIVASAN; BHALLAMUDI, 2006; ARAS; TOGAN; BERKUN, 2007; SAADATPOUR; AFSHAR, 2007; CARVALHO; KAVISKI, 2009; GARCIA, 2011; VALORY; REIS; MENDONÇA, 2016; SANTORO; REIS; MENDONÇA, 2017; FANTIN; REIS; MENDONÇA, 2017; BRINGER; REIS;

MENDONÇA, 2018). Para estes tipos de problemas, o objetivo normalmente trata da minimização dos custos e da degradação da qualidade hídrica, ou melhor, busca-se determinar o nível de remoção requerido para cada fonte de efluentes, a fim de manter ou alcançar uma qualidade hídrica satisfatória, de forma economicamente viável e eficiente. Dessa maneira, a aplicação combinada do modelo de simulação de qualidade de água e técnica de otimização pode subsidiar e fundamentar tomadas de decisões referentes a melhor disposição dos lançamentos de efluentes numa bacia hidrográfica, baseando-se numa análise técnico-econômica.

3.4 MODELOS DE OTIMIZAÇÃO

Com o intuito de alcançar um objetivo, devem ser estabelecidos modelos de otimização, os quais representam um problema por meio de uma função objetivo que será maximizada ou minimizada, como também pode estar sujeita a algumas restrições (BRAGA, 1987, apud ANDRADE, 2012). Os modelos apresentados abaixo demonstram alguns modelos de otimização, disponíveis na literatura, e aplicados em problemas de recursos hídricos.

- Modelo proposto por Louzada, Reis e Mendonça (2013), o qual determina a minimização do somatório de eficiências no âmbito de uma bacia hidrográfica. O modelo parte da determinação que menores eficiências de tratamento envolvem menores custos quando da sua implantação.

$$\text{Minimizar } [f(E)] = \sum_{i=1}^n E_i \quad (1)$$

Onde:

E_i : eficiência de remoção de DBO no i -ésimo sistema de tratamento de efluente.

- Modelo originalmente proposto por Burn e Yulianti (2001), denominado "custo versus equidade", o qual tem como objetivo a minimização dos custos e da inequidade, partindo de que fontes com maior carga poluidora devem ter níveis mais altos de tratamento.

$$\text{Minimizar } FO_1 = \sum_{i=1}^{NS} c_i(x_i) \quad (2)$$

$$\text{Minimizar } FO_2 = \sum_{i=1}^{NS} \left| \frac{x_i}{\bar{x}} - \frac{w_i}{\bar{w}} \right| \quad (3)$$

Onde:

c_i : custo do tratamento para a fonte i ;

x_i : eficiência de tratamento na fonte i ;

\bar{x} : média da eficiência de tratamento das NS fontes;

W_i : vazão mássica de efluentes que entra no sistema por meio da fonte i ;

\bar{W} : média das vazões mássicas de efluentes que entram no sistema.

- Modelo proposto por Marsh e Schilling (1994), o qual impõe a minimização de uma medida de inequidade entre sistemas de tratamento de efluentes.

$$\text{Minimizar } [f(E)] = \sum_{i=1}^n \left| \left(\frac{CO_{\text{Esgoto Bruto } (i)}}{E_{(i)}} \right) - \left(\frac{CO_{\text{Esgoto Bruto } (j)}}{E_{(j)}} \right) \right| \quad (4)$$

Onde:

$CO_{\text{Esgoto Bruto } (i)}$: carga orgânica do esgoto bruto do i -ésimo lançamento de efluente na bacia.

$E_{(i)}$: Eficiência de remoção de DBO do i -ésimo sistema de tratamento de efluente.

- Modelo proposto por Bringer (2017), o qual parte do pressuposto que maiores fontes poluidoras devem possuir maiores eficiências de tratamento de esgotos, e a DBO refere-se a um dos principais parâmetros utilizados na quantificação da poluição hídrica advinda do lançamento de efluentes. O modelo estabelece uma relação de equidade que indica que quanto maior o aumento da concentração de DBO no corpo d'água devido à disposição de esgotos brutos, maior a eficiência de tratamento exigida para aquele ponto. Assim, o modelo busca minimizar a inequidade entre sistemas de tratamento de esgotos.

$$\text{Minimizar } [f(E)] = \sum_{i=1}^n \sum_{j=i+1}^n \left| \frac{DBOr_{(i)} - DBOr_{e_{(i)}}}{E_{(i)}} - \frac{DBOr_{(j)} - DBOr_{e_{(j)}}}{E_{(j)}} \right| \quad (5)$$

Onde:

$DBOr_{(i)}$: Concentração de DBO no curso d'água imediatamente antes do i -ésimo ponto de lançamento de efluente, considerando a disposição de esgotos brutos, em mg/L;

$DBOr_{e_{(i)}}$: Concentração de DBO no curso d'água no i -ésimo ponto de lançamento de efluente, considerando a disposição de esgotos brutos, em mg/L;

$E_{(i)}$: Eficiência de remoção de DBO do i -ésimo sistema de tratamento de efluente.

- Modelo proposto por Bringer (2017), o qual determina que menor a capacidade de assimilação do curso d'água e maior a carga orgânica despejada, maior a eficiência de tratamento de esgotos requerida para aquele ponto de lançamento. Tal determinação é proveniente dos dois termos da equação os quais indicam que cursos d'água com maiores vazões possuem maior capacidade de assimilação de esgotos, enquanto cursos d'água com elevada concentração de DBO possuem menor capacidade de assimilação. O modelo baseia-se no princípio do poluidor pagador e estabelece uma medida de inequidade.

$$\text{Minimizar } [f(E)] = \sum_{i=1}^n \sum_{j=i+1}^n \left| \frac{COe_{(i)} \cdot DBO_{r(i)}}{E_{(i)} \cdot Q_{r(i)}} - \frac{COe_{(j)} \cdot DBO_{r(j)}}{E_{(j)} \cdot Q_{r(j)}} \right| \quad (6)$$

Onde:

$COe_{(i)}$: Carga orgânica bruta do i-ésimo ponto de lançamento de efluente considerado na bacia, em mg/s;

$DBO_{r(i)}$: Concentração de DBO no curso d'água imediatamente antes do i-ésimo ponto de lançamento de efluente, considerando a disposição de esgotos brutos, em mg/L;

$E_{(i)}$: Eficiência de remoção de DBO do i-ésimo sistema de tratamento de efluente;

$Q_{r(i)}$: Vazão do curso d'água imediatamente antes do i-ésimo ponto de lançamento de efluente, em L/s.

- Modelo proposto por Andrade, Mauri e Mendonça (2013), o qual se refere a um modelo multiobjetivo, com três termos e cinco objetivos distintos. O primeiro termo busca reduzir os custos de tratamento de efluentes, pela diminuição da eficiência de tratamento e aumento da vazão de lançamento. O segundo termo, busca reduzir a inequidade entre todas as descargas de efluentes, e o terceiro, objetiva reduzir as violações das concentrações de OD e DBO.

Minimizar

$$w_1 \sum_{i=1}^n x_i - w_2 \sum_{i=1}^n y_i \quad (7)$$

$$+ w_3 \sum_{i=1}^n \left| \frac{x_i}{\bar{x}} - \frac{y_i}{\bar{y}} \right| \quad (8)$$

$$+ w_4 \sum_{j=1}^m \max(0, OD_{\min} - OD_j) + w_5 \sum_{j=1}^m \max(0, DBO_j - DBO_{\max}) \quad (9)$$

Onde:

m: número de elementos do curso d'água;

n : número de fontes de lançamentos de efluentes;
 x_i : eficiência de tratamento do efluente i ;
 y_i : vazão de lançamento no efluente i ;
 v_i : vazão mássica da fonte de lançamento i ;
 \bar{x} : média das eficiências de tratamento dos efluentes;
 \bar{v} : média das vazões mássicas dos efluentes;
 OD_{min} : concentração mínima de OD permitida no trecho correspondente ao elemento j do curso d'água;
 OD_j : concentração de OD no elemento j do curso d'água;
 DBO_{max} : concentração máxima de DBO no trecho correspondente ao elemento j do curso d'água;
 DBO_j : concentração de DBO no elemento j ;
 w_k : vetor de penalização para "equilibrar" os diferentes termos da função objetivo.

3.5 ASPECTOS LOCACIONAIS

A escolha do melhor local para o lançamento de fontes pontuais em um curso d'água pode ser vinculada a diversos fatores, dentre eles: disponibilidade hídrica do local; enquadramento do corpo d'água no local do lançamento ou a definição de metas progressivas para o enquadramento; qualidade da água no trecho de interesse; capacidade de autodepuração do corpo d'água; características hidráulicas do corpo receptor; localização dos lançamentos já existentes na rede hidrográfica; usos aos quais estão submetidos à rede hidrográfica (ZORZAL, 2009). Neste cenário, encontram-se trabalhos que evidenciaram questões locais aos aspectos de qualidade de água dos corpos hídricos.

Lisboa (2014), ao desenvolver um sistema para análise das outorgas de captação de água e diluição de efluentes associando aspectos quali-quantitativos dos recursos hídricos na bacia hidrográfica do rio Piracicaba (Minas Gerais), possibilitou identificar que alguns trechos no corpo d'água havia significativo comprometimento para diluição de efluentes, enquanto outros não mais possibilitavam o lançamento de efluentes.

Zorzal (2009) apresentou um sistema de suporte a decisão, denominado SSD-RIOS, o qual objetivou subsidiar as tomadas de decisões acerca da escolha de locais para pontos de lançamentos de fontes pontuais em cursos d'água, bem como a concessão de outorgas, considerando características hidráulicas, disponibilidade hídrica, capacidade de autodepuração e classes de enquadramento dos corpos receptores.

O SSD-RIOS é constituído pelo modelo QUAL2E, banco de dados e interface entre usuário e computador. O aspecto principal do SSD desenvolvido é permitir a análise de locação de uma nova fonte de lançamento pontual, trecho a trecho ao longo do corpo d'água, possibilitando assim avaliar o comportamento dos constituintes simulados e verificar os locais onde os limites preconizados pela legislação vigente para a classe de enquadramento do corpo hídrico foram violados, de maneira que o usuário possa realocar o lançamento para outro trecho do rio que decorra menor impacto e também seja viável ao solicitante. O sistema permite também modificar as eficiências dos sistemas de tratamento para garantir que os parâmetros analisados atendam aos padrões de qualidade do corpo receptor, bem como possibilita modificar os limites dos parâmetros de qualidade de água dentre os valores estabelecidos pela Resolução CONAMA nº 357/2005, ou mesmo definidos pela usuário, possibilitando uma flexibilidade do uso do programa e na adoção de metas progressivas para o planejamento de recuperação da qualidade da água do corpo receptor (ZORZAL, 2009).

Dessa maneira, o ponto de lançamento influencia, inclusive, na determinação da eficiência do sistema de tratamento do efluente a ser implantado. Locais com maior disponibilidade hídrica para diluição podem acarretar em menores eficiências, enquanto que áreas do corpo d'água mais degradadas causadas pelos demais usos, ocasionariam maiores eficiências. Contudo, o método de determinação das eficiências é que irá estabelecer as eficiências que serão aplicadas.

Garcia (2011) desenvolveu um sistema de suporte a decisão para auxiliar no processo de outorga de lançamento de efluentes, de forma a possibilitar uma análise integrada dos aspectos de quantidade e qualidade da água. Foram consideradas como estratégias de outorga o atendimento da legislação ambiental para o lançamento de efluentes, a isonomia entre os usuários, o atendimento aos padrões

de qualidade estabelecidos pelo enquadramento dos corpos hídricos e as restrições impostas pelo órgão gestor aos usuários ou as finalidades de uso. Como resultado para a terceira estratégia utilizada, a qual refere-se a isonomia entre os usuários garantindo as mesmas obrigações de tratamento para usuários independente das condições de assimilação de carga poluente do corpo receptor, foi determinado que esta sofre grande influência da localização dos usuários na bacia hidrográfica.

Andrade (2012) propôs um modelo matemático de otimização multiobjetivo, na forma de um sistema de suporte a decisão, o qual buscava a minimização dos custos, para manutenção da qualidade do corpo d'água, e a maximização da qualidade em termos de oxigênio dissolvido e demanda bioquímica de oxigênio, de forma a considerar a equidade entre os diferentes usuários. Para resolução do modelo foi utilizado o modelo QUAL2E e o método de otimização *Simulated Annealing*. O SSD teve como uma das principais características a possibilidade de simular o lançamento de um novo efluente em diferentes locais do corpo d'água, permitindo a escolha do ponto mais favorável para a concessão de outorga, considerando tanto condições de qualidade, quanto as vazões de lançamento.

Aspectos locacionais no âmbito da manutenção da qualidade de água do corpo receptor vem sendo estudados também em modelos de otimização e dimensionamento em sistemas regionais de tratamento de efluentes. Neste aspecto, é abordado a localização das plantas de tratamentos de efluentes e rede de esgotos, de forma a não causar alterações na qualidade de água do corpo d'água (ZEFERINO, 2011).

Sousa et al. (2002) apresenta um método de otimização para planejamento regional de sistemas de águas residuais, o qual aplica o algoritmo *Simulated Annealing* e uma interface de Sistema de Informação Geográfica (SIG) flexível para aquisição e saída de dados. O método envolve a localização e características das estações de tratamento de efluentes, da rede de esgotos, como também do bombeamento. Os aspectos da qualidade de água são tratados dentro das restrições do modelo para determinação da máxima quantidade de esgoto que pode ser enviada para determinada estação de tratamento.

Cunha et al. (2009) desenvolveu um modelo de otimização de planejamento regional de sistemas de efluentes, com o uso do algoritmo *Simulated Annealing*, e aplicou em

estudos de caso que consideravam a variação na topografia da região. Uma das características gerais dos resultados foi que a localização das estações de tratamento poderia ser aproveitada para um melhor planejamento. Dessa forma, as estações ficariam mais a jusante, caso as restrições ambientais não fossem violadas. Por sua vez, quando os requisitos de qualidade de água tornassem mais severos, algumas estações de tratamento ficariam a montante, para possibilitar o cumprimento das restrições ambientais.

Machado, Porto e Kaviski (2012) propuseram o Modelo Regional Estático, o qual aplicou a simulação Monte Carlo e a metaheurística *Simulated Annealing* para solucionar um problema de otimização de localização de estações de tratamento de efluentes em uma bacia hidrográfica visando minimização de custos. Tal modelo apresentado, por sua vez, não leva em consideração aspectos da qualidade de água do corpo receptor, como, por exemplo, atendimento dos principais parâmetros aos padrões estabelecidos por legislação vigente.

Zeferino, Cunha e Antunes (2017) desenvolveram um modelo de otimização adaptado para planejamento de sistemas de águas residuais utilizando um algoritmo híbrido composto de uma combinação do *Simulated Annealing* e um procedimento de melhoria local (LI), e aplicaram em um estudo de caso na bacia do rio Una, em Pernambuco, Brasil. A abordagem considera as principais instalações de um sistema de rede de coleta e transporte de esgotos e tratamento de efluentes. Ademais, são considerados custos para instalação e operação do sistema, bem como a preocupação ambiental. Busca-se minimizar os custos, de forma que os padrões de qualidade de água sejam atendidos no corpo receptor. A partir dos cenários propostos no estudo de caso, os resultados mostraram que quando o modelo requereu um nível mais alto de oxigênio dissolvido, as descargas estariam mais distribuídas na região, e mais direcionadas aos trechos inferiores, onde a vazão do rio é maior. Tal fato minimizou os impactos ambientais, ocasionando, entretanto, em um sistema mais longo e mais custoso. Por outro lado, o cenário sem restrições de qualidade de água exigiu uma menor quilometragem de tubulação e de estações de tratamento de grande escala, sendo assim, com menor custo.

4 **ÁREA DE ESTUDO**

A área de estudo considerada para a aplicação da metodologia proposta neste trabalho compreende a bacia hidrográfica do rio Pardo, afluente do rio Braço Norte Esquerdo, importante tributário do rio Itapemirim, localizado no sul do estado do Espírito Santo. A bacia do rio Pardo compreende uma área de drenagem de 611 km² e abrange parte dos municípios de Ibatiba, Irupi, Iúna e Muniz Freire, no Espírito Santo, e Laginha, em Minas Gerais. O rio Pardo, o qual possui 57,9 km de extensão, nasce em Ibatiba, com uma altitude aproximada de 1.244 m, e apresenta exutório com altitude de cerca de 400 m.

A região apresenta como cobertura vegetal apenas resquícios da Mata Atlântica, devastada em função da lavoura cafeeira, principalmente nas encostas, ocasionando degradação do solo e diminuição da infiltração da água das chuvas. Consequentemente, há um aumento do escoamento superficial, que causa erosão e assoreamento dos mananciais, diminuindo o fluxo das nascentes e interferindo na quantidade e na qualidade da água disponível para o consumo humano. Além disso, a população rural não utiliza fossas sépticas, e a população urbana lança todo seu esgoto doméstico nos corpos d'água sem nenhum tipo de tratamento (INCAPER, 2011).

O rio Pardo apresenta como tributários principais o rio Pardinho, o ribeirão da Perdição e o ribeirão São José. Dois tributários são receptores de efluentes domésticos brutos urbanos. O rio Pardinho recebe esgoto produzido pelo núcleo urbano de Irupi, e o ribeirão da Perdição recebe o esgoto produzido nas localidades de Santíssima Trindade e Nossa Senhora das Graças. Adicionalmente, o rio Pardo é receptor direto dos esgotos produzidos pelos núcleos urbanos de Ibatiba e Iúna. É importante ressaltar que não existem estações de tratamento de esgoto em operação na bacia do rio Pardo.

A Figura 2 apresenta a delimitação da bacia hidrográfica do rio Pardo, assim como a localização dos núcleos urbanos existentes. Por sua vez, a Figura 3 apresenta o diagrama unifilar do sistema hídrico da bacia, representando os principais pontos de lançamento de efluentes.

Figura 2 - Localização da bacia hidrográfica do rio Pardo

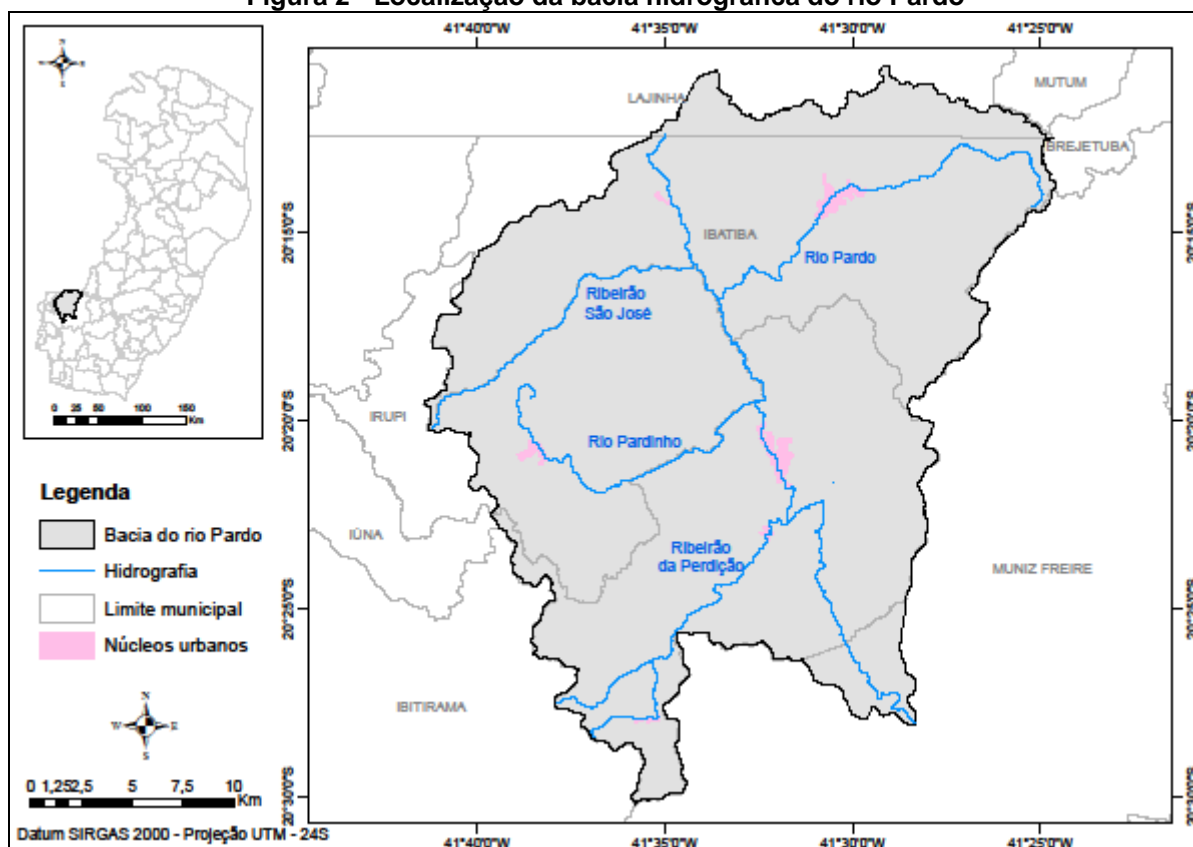


Figura 3 - Diagrama unifilar da bacia hidrográfica do rio Pardo



5 METODOLOGIA

A metodologia aplicada no presente estudo busca subsidiar a avaliação da influência da localização de um emissário de efluente na qualidade de água do corpo d'água, bem como na determinação das eficiências de tratamento. Em primeiro lugar, é abordado o modelo utilizado para simulação da qualidade de água, incluindo suas principais expressões e características. Posteriormente, são apresentadas as constantes cinéticas, variáveis hidrodinâmicas e cargas orgânicas referentes ao sistema hídrico, e inseridas na modelagem de qualidade de água.

O terceiro item, por sua vez, aborda como foi realizada a análise das violações de OD e DBO, a qual inclui o somatório de violações, em termos de concentração, e o número de trechos onde ocorrem violações. O quarto item mostra a técnica de otimização utilizada para obter as eficiências de remoção de DBO dos sistemas de tratamento e, na sequência, tem-se modelos de otimização determinados nas funções objetivos, compondo o quinto item. O último item refere-se às considerações feitas para análise da influência da localização do emissário de efluente na bacia, bem como aos cenários estabelecidos para possibilitarem estudo de forma mais abrangente.

5.1 MODELO DE QUALIDADE DE ÁGUA

Para a simulação de qualidade de água apresentada no presente trabalho foi implementado no *software* Matlab as formulações matemáticas e estruturas conceituais e computacionais existentes no QUAL-UFMG, originalmente apresentado e discutido por Von Sperling (2007).

O modelo possibilita simular a qualidade de água no rio Pardo e seus tributários, incorporando as cargas pontuais e difusas ao longo de todo sistema hídrico e englobando as interações físicas de mistura e reações biológicas que caracterizam o processo natural de autodepuração do corpo d'água. O QUAL-UFMG utiliza o método de integração de Euler, que requer curtos passos de integração, a fim de evitar imprecisões e instabilidades numéricas (VON SPERLING, 2014a). No presente trabalho, o rio Pardo e seus tributários foram segmentados em trechos de 100 metros. Cada segmento reproduz um reator de mistura completa e, o fluxo

efluente de um segmento, corresponde ao afluente do próximo segmento. Dessa forma, o sistema hídrico é representado como reatores de mistura completa em série.

O balanço de massa de cada segmento é realizado com base no somatório dos fluxos afluentes e efluentes. Os afluentes compreendem o fluxo proveniente da face superior, a vazão incremental, a entrada de tributários, os lançamentos pontuais dos esgotos domésticos urbanos e as cargas distribuídas dos efluentes da população rural. Por sua vez, o fluxo efluente refere-se àquele que ocorre através da face inferior do segmento e eventuais captações.

No modelo apresentado, os parâmetros analisados foram oxigênio dissolvido e demanda bioquímica de oxigênio, visto que são amplamente empregados para caracterização da qualidade das águas de corpos hídricos após o despejo de efluentes domésticos. Dessa forma, as formulações inseridas no Matlab referem-se apenas a tais parâmetros.

A concentração de OD e DBO em cada segmento do corpo d'água (C) é resultante da soma da variação da concentração (dC) no segmento, com a concentração resultante do processo de mistura (CM), como apresentado na equação (10).

$$C_{(i+1)} = CM_{(i)} + dC_{(i)} \quad (10)$$

A concentração da mistura (CM), em mg/L, pode ser obtida pela equação (11), apresentada a seguir.

$$CM_{(i)} = \frac{Q_{rio(i-1)} \cdot C_{rio(i-1)} + Q_{trib(i)} \cdot C_{trib(i)} + Q_{efl(i)} \cdot C_{efl(i)} + Q_{inc(i)} \cdot C_{inc(i)}}{Q_{rio(i-1)} + Q_{trib(i)} + Q_{efl(i)} + Q_{inc(i)}} \quad (11)$$

Onde:

Q_{rio} : Vazão do rio (m^3/s);

Q_{trib} : Vazão do tributário afluente no ponto de encontro com o rio (m^3/s);

Q_{efl} : Vazão do efluente doméstico afluente ao segmento i do rio (m^3/s);

Q_{inc} : Vazão incremental (distribuída) (m^3/s);

C_{rio} : Concentração do parâmetro analisado, no rio, à montante do lançamento (mg/L);

C_{trib} : Concentração do parâmetro analisado, no tributário, no ponto de encontro o rio (mg/L);

Cefl: Concentração do parâmetro analisado, no efluente (mg/L);

Cinc: Concentração do parâmetro analisado, por entrada incremental (distribuída) (mg/L).

Considerando o regime permanente de vazões no sistema hídrico, as variações das concentrações de DBO e OD no segmento são estabelecidas por meio das equações (12) e (13).

$$\frac{dL}{dt} = -K_D \cdot L + L_{rd} \quad (12)$$

$$\frac{dC}{dt} = K_2 \cdot (C_S - C) - K_D \cdot L \quad (13)$$

Onde:

K_D : Coeficiente de decomposição da matéria orgânica no rio (d^{-1});

L : Concentração de DBO última em tempo qualquer (mg/L);

L_{rd} : Taxa de entrada de DBO última difusa na massa líquida ($g/m^3.d$);

K_2 : Coeficiente de reaeração (d^{-1});

C_S : Concentração de saturação de OD (mg/L);

C : Concentração de oxigênio dissolvido em um tempo t qualquer (mg/L).

A equação (12) mostra que, para a obtenção das concentrações de DBO, foram considerados apenas os fenômenos de desoxigenação (consumo de oxigênio para decomposição da matéria orgânica) e as contribuições das cargas incrementais (distribuídas), provenientes do esgoto da população rural. Por sua vez, a equação (13) considera a reaeração atmosférica, bem como o decréscimo pela desoxigenação para oxidação da matéria orgânica. Assim, foram desconsiderados os fenômenos de fotossíntese, respiração, sedimentação e demanda bentônica.

Segundo Von Sperling (2014a), ambos fenômenos de fotossíntese (produção de OD) e respiração (consumo de OD) possuem taxas aproximadamente iguais, e assim, podem se cancelar dentro da condição de estado estacionário. Ainda segundo o autor a simplificação no modelo, ao passo de não se incluírem as algas e suas inter-relações com os demais constituintes, decorre do fato da representação dos processos que envolvem algas ser extremamente complexa e os valores dos coeficientes serem de difícil determinação. As algas são mais importantes para a simulação de ambientes lênticos do que de rios (ambientes lóticos).

Von Sperling (2014a) também indica que a não consideração do fenômeno da sedimentação relaciona-se a favor da segurança, visto que a redução da DBO advinda da sedimentação não é inserida nos cálculos. Quanto à demanda bentônica, sua quantificação requer trabalhos muito laboriosos e custosos, demandando um grande volume de levantamentos de campo e análises laboratoriais. Adicionalmente, o uso de dados médios de literatura torna-se complicado, uma vez que a demanda bentônica pode sofrer influência da composição e textura do lodo, porcentagem de matéria orgânica, idade, profundidade, temperatura, oxigênio dissolvido, dentre outros. Devido à complexa interação desses fatores, generalizar valores é uma tarefa difícil. Dessa maneira, o revolvimento da camada de lodo não estabilizada pode ser considerada uma fonte de DBO, a qual pode compensar o decaimento da mesma, devido ao processo de sedimentação.

5.2 CONSTANTES CINÉTICAS, VARIÁVEIS HIDRODINÂMICAS E CARGAS ORGÂNICAS

As constantes cinéticas, variáveis hidrodinâmicas e cargas orgânicas utilizadas no presente estudo foram baseadas do trabalho produzido por Calmon et al. (2016), o qual propôs uma metodologia para suporte ao processo de enquadramento de cursos d'água superficiais com o uso combinado de curvas de permanência e modelagem de autodepuração, tendo com área de estudo a bacia hidrográfica do rio Pardo.

Calmon et al. (2016) estabeleceram equações de ajuste de velocidade e altura da lâmina d'água em função da vazão, baseadas em Thomann e Muller (1987), conforme apresentado nas equações (14) e (15). Os coeficientes das equações foram estabelecidos por meio de análise de regressão, com o uso dos dados monitorados pela estação fluviométrica de Terra Corrida - Montante, a qual encontra-se instalada e em operação no rio Pardo.

$$U=0,1433.Q^{0,6305} \quad (14)$$

$$H =0,6076.Q^{0,2566} \quad (15)$$

Onde:

U: velocidade média do rio (m/s);

H: altura da lâmina d'água (m);

Q: vazão (m³/s).

O coeficiente de decomposição da DBO no rio (K_D), foi determinado de acordo com a profundidade do corpo d'água, baseando-se na formulação proposta por Hydrosience (1971), conforme apresentado na equação (16).

$$K_D = 0,3 \cdot \left(\frac{H}{2,5}\right)^{-0,434} \text{ para } H < 2,5 \text{ m} \quad (16)$$

O coeficiente de reaeração (K_2) foi obtido por meio da expressão originalmente determinada por O'Connor e Dobbins (1958), e reproduzida por Von Sperling (2014a), como apresentada na equação (17). Ao combinar tal equação com as expressões propostas para obtenção da velocidade e profundidade, em função da vazão (equações 14 e 15), obtém-se a equação (18).

$$K_2 = 3,93 \cdot (U)^{0,5} \cdot (H)^{-1,5} \quad (17)$$

$$K_2 = 3,14 \cdot Q^{-0,0697} \quad (18)$$

Para determinar a concentração de saturação de oxigênio dissolvido (C_{sat}), em mg/L, foi utilizada uma fórmula empírica, proposta por Popel (1979), em função da temperatura T (°C), corrigida pela altitude (QASIM, 1985) da bacia, reproduzindo assim a equação (19).

$$C_{sat} = \left(1 - \frac{\text{Altitude}}{9450}\right) \cdot (14,652 - 4,1022 \cdot 10^{-1} \cdot T + 7,991 \cdot 10^{-3} \cdot T^2 - 7,7774 \cdot 10^{-5} \cdot T^3) \quad (19)$$

Os valores de altitude e temperatura médias, estimados por Calmon et al. (2016), para a bacia do rio Pardo foram de 846,36 m e 20,6 °C, respectivamente. Assim, a concentração de saturação de OD obtida foi de 8,11 mg/L.

Calmon et al. (2016), a fim de determinar as cargas orgânicas dos efluentes domésticos dos três municípios e de dois distritos inseridos na bacia hidrográfica do rio Pardo, dividiram a população conforme a origem, rural e urbana, produzindo duas formas de poluição hídrica. A favor da segurança, foi assumido que todo esgoto proveniente da população rural não sofreu tratamento antes de alcançar os corpos d'água, gerando uma carga incremental direta em toda extensão dos rios Pardo,

ribeirão São José, rio Pardinho e ribeirão da Perdição. A carga incremental direta estimada por Calmon et al. (2016) foi de 9,4 g de DBO/dia.m.

Quanto aos efluentes provenientes do perímetro urbano, considerou-se que todo efluente é coletado e, a partir do número de habitantes de cada município ou distrito foi possível obter suas respectivas vazões de lançamento, como apresentado na Tabela 2. Os dados populacionais correspondem a uma estimativa realizada por Calmon et al. (2016) para o ano de 2030, com base nas taxas médias de crescimento geométrico anual fornecidas pelo IBGE (2011). Os lançamentos dos núcleos urbanos correspondem a lançamentos pontuais brutos, partindo do fato de não existirem estações de tratamento em operação na bacia do rio Pardo. A concentração de DBO adotada para cada efluente pontual bruto foi de 400 mg/L.

Adicionalmente, as vazões do rio Pardo e seus tributários, aparecem na forma de vazões incrementais (distribuídas) de 3,53 L/s, a cada segmento, com concentrações de DBO e OD de 2 mg/L e 7,5 mg/L, respectivamente.

Tabela 2 - Vazão dos efluentes domésticos da população urbana da bacia do rio Pardo

Localidade	População Urbana em 2030 (hab.)	Vazão de lançamento dos esgotos urbanos (L/s)
Ibatiba	18.125	24,3
Irupi	4.918	5,2
Lúna	14.821	19,9
Santíssima Trindade	301	0,3
Nossa Senhora das Graças	600	0,6

Fonte: Calmon (2015).

5.3 ANÁLISE DE VIOLAÇÕES

A análise de violações de oxigênio dissolvido e demanda bioquímica de oxigênio consiste em determinar quanto, em termos de concentração e número de trechos apresentando violações, os lançamentos de efluentes brutos impactam na qualidade da água da bacia hidrográfica.

Portanto, para tal análise, foram inseridas expressões no modelo de qualidade de água implementado no ambiente Matlab. As expressões empregadas foram baseadas na formulação do modelo proposto por Burn e Yulianti (2001). O somatório

de violações de DBO (SV_{DBO}), em mg/L, foi calculado conforme as expressões (20), (21) e (22).

$$SV_{\text{DBO}} = \sum_{i=1}^{\text{NS}} v_i^+ \quad (20)$$

sendo que,

$$v_i^+ = \begin{cases} v_i, & v_i \geq 0 \\ 0, & v_i < 0 \end{cases} \quad (21)$$

$$v_i = c_i - PA_{\text{DBO}} \quad (22)$$

onde:

v_i : magnitude da violação de DBO no segmento i (mg/L);

c_i : concentração de DBO última no segmento i (mg/L);

PA_{DBO} : padrão de qualidade para DBO no corpo d'água, estabelecido de acordo com a classe de enquadramento do rio (mg/L);

NS: número de segmentos no corpo d'água.

De acordo com a equação (22) a magnitude da violação de DBO é calculada pela diferença entre a concentração de DBO no trecho e o padrão estabelecido para DBO, o qual no presente estudo corresponde a 5 mg/L, estabelecido pela Resolução CONAMA nº 357/2005, considerando os cursos d'água da bacia do rio Pardo como Classe 2, visto que não passaram por processo de enquadramento. Caso a concentração obtida no trecho seja maior que o padrão (equação 21), o valor residual acima do padrão é acumulado, e posteriormente somado àqueles obtidos em cada trecho do corpo d'água analisado (equação 20). A soma das diferenças entre as concentrações de DBO e seu respectivo padrão, para o conjunto de segmentos de 100 metros, caracteriza o, aqui denominado, somatório de violações de DBO.

De forma similar, o somatório de violações de OD é determinado conforme as equações (23), (24) e (25). As concentrações de OD em cada segmento j são analisadas de forma a determinar se existe ou não violação ao padrão estabelecido pela Resolução CONAMA nº 357/2005 (5 mg/L), conforme equação (25). No caso da ocorrência de violações, os valores residuais obtidos pelas diferenças entre o padrão e as concentrações de cada segmento j (equação 24) são acumulados. Assim, a

soma de tais valores residuais, por meio da equação (23), representa o somatório de violações de OD (SV_{OD}), em mg/L.

$$SV_{OD} = \sum_{j=1}^{NS} v_j^+ \quad (23)$$

$$v_j^+ = \begin{cases} v_j, & v_j \geq 0 \\ 0, & v_j < 0 \end{cases} \quad (24)$$

$$v_j = PA_{OD} - c_j \quad (25)$$

onde:

v_j : magnitude da violação de OD resultante no segmento j (mg/L);

c_j : concentração de OD no segmento j (mg/L);

PA_{OD} : padrão de qualidade para OD no corpo d'água, estabelecido de acordo com a classe de enquadramento do rio (mg/L).

O número de trechos que apresentaram violações de DBO pode ser determinado pelas equações (26) e (27). Neste caso, é analisado se a concentração de DBO obtida em cada segmento i foi superior ao padrão estabelecido pela Resolução CONAMA nº 357/2005. Sendo assim, pode-se determinar a violação ou não do trecho ao padrão (n_i). Por fim, são somados os números de trechos que apresentaram violações ao padrão (NT_{DBO}).

$$NT_{DBO} = \sum_{i=1}^{NS} n_i \quad (26)$$

$$n_i = \begin{cases} 1, & v_i \geq 0 \\ 0, & v_i < 0 \end{cases} \quad (27)$$

De maneira semelhante, determina-se o número de trechos que apresentaram violações de oxigênio dissolvido (NT_{OD}), por meio das equações 28 e 29.

$$NT_{OD} = \sum_{j=1}^{NS} n_j \quad (28)$$

$$n_j = \begin{cases} 1, & v_j \geq 0 \\ 0, & v_j < 0 \end{cases} \quad (29)$$

n_j : violação de OD no segmento j.

Vale ressaltar que tanto o somatório de violações, em termos de concentração, quanto o número de trechos apresentando violações de DBO e OD, são dependentes do nível de discretização do sistema hídrico, ou seja, do tamanho estabelecido para cada segmento dos corpos d'água, e assim, do total de segmentos considerados.

5.4 TÉCNICA DE OTIMIZAÇÃO

A técnica de otimização utilizada no presente estudo para aplicar os modelos de otimização foi o Algoritmo Genético (AG). A ferramenta utilizada para aplicação do AG foi o toolbox "*Optimization*", do ambiente Matlab, onde o modelo de qualidade de água estava implementado.

De forma geral, a eficiência do AG é determinada pelos parâmetros e operadores selecionados. Tais componentes do AG são essenciais para condução de todo processo de otimização, com o intuito de serem geradas novas soluções dentro do espaço de busca, e para que novas regiões desse espaço sejam exploradas (CHEUNG, 2004). Adicionalmente, a forma de representação dos parâmetros também influencia na busca, pelo AG, de novas soluções.

No presente trabalho, foram utilizados os parâmetros, operadores e representação do AG determinados por Valory, Reis e Mendonça (2016) ao estimarem as eficiências mínimas de tratamento para cenários hipotéticos de lançamentos de efluentes na porção superior da bacia hidrográfica do rio Santa Maria da Vitória. Os parâmetros e operadores mais usualmente utilizados em aplicações dos algoritmos genéticos nos problemas de gerenciamento de qualidade de água, conforme literatura corrente, foram selecionados e testados pelos referidos autores, por meio de análise de sensibilidade, a qual possibilitou a escolha da melhor combinação de parâmetros e operadores. O melhor arranjo proposto por Valory, Reis e Mendonça (2016) também foi utilizado nos estudos realizados por Santoro, Reis e Mendonça (2016), Fantin, Reis e Mendonça (2017) e Bringer, Reis e Mendonça (2018), os quais tiveram a bacia hidrográfica do rio Pardo como área de estudo. Dessa forma, os operadores e parâmetros utilizados no presente estudo são sumarizados na Tabela 3.

Tabela 3 - Operadores e parâmetros utilizados na aplicação do Algoritmo Genético

Operador/Parâmetro	Valor/Tipo
Codificação	Real
Tamanho da população	300 indivíduos
Tipo de <i>crossover</i>	Aritmético
Taxa de <i>crossover</i>	50%
Tipo de seleção	Torneio (grupo de 10 indivíduos)
Mutação	<i>Adaptative feasible</i>
Elitismo	3 indivíduos
Critério de parada	100 gerações ou convergência dos resultados

Fonte: Valory, Reis e Mendonça (2016).

5.5 MODELOS DE OTIMIZAÇÃO

Os modelos de otimização utilizados são compostos pelas funções objetivo (*fitness function*) e restrições do problema a ser solucionado. O modelo de otimização determina o objetivo, a partir do qual as eficiências de tratamento serão selecionadas no espaço de busca. Assim, a função objetivo é usada em cada geração de algoritmos para melhorar gradualmente as soluções, em analogia ao processo de seleção natural.

Os modelos de otimização utilizados no presente estudo para determinação das eficiências dos sistemas de tratamento, para remoção de DBO dos lançamentos pontuais analisados, consideraram dois aspectos: a minimização do somatório das eficiências (função objetivo I) e, a minimização da inequidade entre os sistemas de tratamento (função objetivo II), conforme apresentado nas equações (30) e (35), respectivamente.

Desta forma, a análise da influência da localização de um novo efluente para obtenção das eficiências dos sistemas de tratamento não ficaria restrita à característica de uma função objetivo. A função objetivo I busca minimizar o somatório das eficiências de tratamento; sendo assim, um cenário, possivelmente, mais restrito para a obtenção de locais de lançamento. Por outro lado, como observado no estudo de Santoro, Reis e Mendonça (2016), o uso da medida de inequidade pode acarretar em um conjunto de eficiências de maior magnitude se

comparada à minimização de somatório de eficiências. Assim, o uso da função objetivo II, a qual trata da minimização da inequidade permitiria uma maior flexibilidade na localização do novo lançamento.

Como restrições gerais para ambos modelos de otimização foram considerados os padrões estabelecidos pela Resolução CONAMA nº 357/2005 para OD e DBO para Classe 2. Como os cursos d'água da bacia hidrográfica do rio Pardo não passaram por processo de enquadramento, estes foram classificados como Classe 2, conforme determinado pela artigo 42 da referida legislação.

Quanto às restrições adotadas para o intervalo das eficiências dos sistemas tratamento, não foi considerado o valor mínimo de 60% de remoção de DBO nem a concentração máxima de $DBO_{5,20}$ de 120 mg/L estabelecidos pela Resolução CONAMA nº 430/2011, a fim de garantir uma maior flexibilidade nas análises de localização. A mesma resolução estabelece que estes limites poderão ser alterados no caso da existência de estudo de autodepuração do corpo hídrico que comprove o atendimento às metas de enquadramento. Como ambos modelos de otimização apresentados possuem como restrição o atendimento aos padrões estabelecidos para OD e DBO (Classe 2), tem-se que para tal classe de enquadramento a resolução é atendida.

Função objetivo I:

$$\text{Minimizar } [f(E)] = \sum_{i=1}^n E_i \quad (30)$$

Sujeito a:

$$E_i \geq 0 \quad (31)$$

$$E_i \leq 95\% \quad (32)$$

$$OD_{\text{curso d'água}} \geq 5 \text{ mg/L} \quad (33)$$

$$DBO_{\text{curso d'água}} \leq 5 \text{ mg/L} \quad (34)$$

Na equação (30), E_i representa a eficiência de remoção de DBO no i-ésimo sistema de tratamento de efluente. A expressão (31) assegura a não negatividade da eficiência de tratamento, e a expressão (32) determina o limite máximo da eficiência de remoção de DBO (95%). As inequações (33) e (34) garantem o atendimento aos

padrões de OD e DBO , respectivamente, estabelecidos pela Resolução CONAMA nº 357/2005 para Classe 2, em toda extensão dos cursos d'água. A função objetivo I foi proposta por Louzada, Reis e Mendonça (2013). Este modelo parte do princípio que sistemas que usualmente apresentam menores eficiências de tratamento envolvem menores custos de implantação.

▪ Função objetivo II:

$$\text{Minimizar } [f(E)] = \sum_{i=1}^n \sum_{j=i+1}^n \left| \frac{DBOr_{(i)} - DBOr_{e_{(i)}}}{E_{(i)}} - \frac{DBOr_{(j)} - DBOr_{e_{(j)}}}{E_{(j)}} \right| \quad (35)$$

$DBOr_{(i)}$: Concentração de DBO no curso d'água imediatamente antes do i-ésimo ponto de lançamento de efluente, considerando a disposição de esgotos brutos, em mg/L;

$DBOr_{e_{(i)}}$: Concentração de DBO no curso d'água no i-ésimo ponto de lançamento de efluente, considerando a disposição de esgotos brutos, em mg/L;

$E_{(i)}$: Eficiência de remoção de DBO do i-ésimo sistema de tratamento de efluente.

Sujeito a:

$$E_{(i)} \geq 1\% \quad (36)$$

$$E_{(i)} \leq 95\% \quad (37)$$

$$OD_{\text{curso d'água}} \geq 5 \text{ mg/L} \quad (38)$$

$$DBO_{\text{curso d'água}} \leq 5 \text{ mg/L} \quad (39)$$

A equação (35), proposta por Bringer (2017), a qual impõe a minimização de medidas de inequidade entre sistemas de tratamento e baseia-se no princípio do poluidor pagador, parte do pressuposto de que maiores cargas orgânicas lançadas pelas fontes poluidoras devem ser associadas às maiores eficiências de tratamento de esgotos, e a DBO é um dos principais parâmetros para quantificação da poluição proveniente do lançamento de efluentes nos cursos d'água (VON SPERLING, 2014a). Além disso, a referida equação incorpora as condições do curso d'água imediatamente à montante do ponto de disposição do efluente. Assim, a função objetivo II estabelece uma relação de equidade, na qual quanto maior o aumento da concentração de DBO no corpo d'água após a disposição de efluentes brutos, maior a eficiência de tratamento exigida para aquele ponto de lançamento. Adicionalmente,

a expressão (36) assegura que o valor da eficiência seja positivo e não-nulo, devido à expressão estabelecida na equação (35). Caso a eficiência obtida seja 1%, considera-se que o efluente pode ser lançado bruto. A expressão (37), como na função objetivo I, estabelece o valor máximo para a eficiência de tratamento. Por sua vez, as inequações (38) e (39) constituem os padrões ambientais para OD e DBO, respectivamente, estabelecidos pela Resolução CONAMA nº 357/2005 para Classe 2, os quais devem ser atendidos em toda extensão dos corpos d'água que constituem a bacia.

5.6 ANÁLISE DA LOCALIZAÇÃO

Para análise da influência da localização de emissários de efluentes na alteração da qualidade de água dos corpos d'água, e nas eficiências de remoção de DBO, foi considerada a existência de um novo lançamento na bacia, com características preestabelecidas, e a partir dessa inclusão determinou-se cenários para aplicação do modelo de qualidade de água e/ou técnica de otimização.

Primeiramente, foi definido que o novo lançamento seria realizado apenas no rio Pardo, rio principal da bacia. Sendo assim, o novo efluente teria sua localização alterada quilômetro a quilômetro, percorrendo o rio principal de montante (quilômetro 1) a jusante (quilômetro 57), totalizando 57 possíveis pontos de lançamento a serem analisados. Adicionalmente, foram consideradas duas possíveis vazões para o novo lançamento. As vazões de lançamento foram determinadas partindo da maior vazão dos efluentes já existentes na bacia (Ibatiba), 24,3 L/s, e considerando um valor quatro vezes menor (6,1 L/s). Para as duas vazões de lançamento, a concentração de DBO adotada foi de 400 mg/L, a qual corresponde à concentração dos efluentes já existentes. A consideração de duas possíveis vazões do novo lançamento, as quais possuíam a mesma concentração de DBO, foi feita a fim de verificar modificações na influência da localização de um lançamento com a variação da carga orgânica lançada. A tabela a seguir apresenta as características do novo lançamento.

Tabela 4 - Vazão e carga orgânica utilizadas para o novo lançamento

Vazão do Novo Lançamento (L/s)	Carga Orgânica (mg/s)
6,1	2440
24,3	9720

Determinadas as características do novo lançamento, foram estabelecidos cenários para análise da influência da localização. Em primeiro lugar, foi considerado um cenário fictício, aqui denominado hipotético, no qual se manteve apenas o novo lançamento ao longo do rio Pardo. Os lançamentos pontuais existentes na bacia, provenientes dos núcleos urbanos, bem como a carga incremental distribuída proveniente da população rural, foram desconsiderados. Tal cenário objetivou retirar qualquer interferência externa que pudesse influenciar na análise da localização do novo lançamento. Dessa forma, o novo (e único) ponto de lançamento foi alterado a cada quilômetro, e assim foram analisadas as violações de OD e DBO no rio Pardo, e posteriormente, a eficiência mínima necessária para tratar esse efluente, para cada ponto no qual ele foi lançado. Para tais análises foi utilizado o modelo de qualidade de água implementado no ambiente Matlab. Para obter a eficiência mínima requerida para o tratamento do novo efluente foi inserido junto ao modelo de qualidade de água um *script* para busca da mínima eficiência que proporcionasse o atendimento aos padrões de OD e DBO no corpo d'água, para Classe 2.

O outro cenário analisado, aqui denominado cenário 2030, considera a introdução de um novo lançamento ao longo do rio Pardo, junto aos efluentes pontuais já existentes na bacia, bem como os efluentes provenientes da população rural, os quais foram calculados com base na população estimada para o ano de 2030, conforme apresentado na seção 5.2. Neste cenário, primeiramente são analisadas as violações de OD e DBO no rio Pardo, a cada ponto de lançamento do novo efluente, utilizando o modelo de qualidade de água implementado no Matlab contendo as expressões apresentadas na seção 5.3.

Em segundo lugar, foi empregado de forma conjunta o modelo de qualidade de água e a técnica de otimização (AG), estabelecida pela função objetivo I (minimização do somatório de eficiências), para determinar as eficiências de tratamento necessárias para os efluentes já existentes no rio Pardo, de forma que não ocorressem violações aos padrões de OD e DBO, em nenhum trecho dos corpos d'água pertencentes à

bacia hidrográfica do rio Pardo. Essa análise parte do pressuposto de que fossem instalados sistemas de tratamento dos efluentes existentes na bacia hidrográfica, partindo de um menor custo de implantação (minimização do somatório de eficiências) de forma a atender os padrões de qualidade de água do corpo receptor, para, a partir disso, ser analisado como a localização de um novo lançamento poderia influenciar na obtenção da sua eficiência de tratamento. Assim, o uso da técnica de otimização objetiva determinar as eficiências de tratamento dos efluentes já existentes, de forma a atender um objetivo, para possibilitar a posterior análise da localização. Dessa forma, considerando que os lançamentos pontuais já existentes na bacia fossem tratados com as eficiências determinadas pela função objetivo I, foi possível determinar a eficiência mínima de tratamento necessária para o novo efluente não violar aos padrões de OD e DBO, a cada ponto de lançamento considerado ao longo do rio Pardo.

Ainda utilizando a função objetivo I, realizou-se outra análise, a qual corresponde ao uso do modelo de qualidade de água no ambiente Matlab e técnica de otimização (AG) para obtenção das eficiências do conjunto de lançamentos, para cada ponto de lançamento do novo emissário de efluente. Este cenário propõe analisar como a alteração de um lançamento específico pode influenciar nas variações das eficiências de um conjunto de efluentes. O uso da técnica de otimização faz-se necessário para obtenção das eficiências requeridas pelos lançamentos existentes e novo lançamento nos 57 possíveis pontos de lançamento do novo efluente, garantindo ausência de violações de OD e DBO na bacia. Assim, foi possível analisar posteriormente como a alteração da localização de um dos lançamentos considerados pode influenciar no somatório de eficiências, bem como na eficiência de cada sistema de tratamento de efluente.

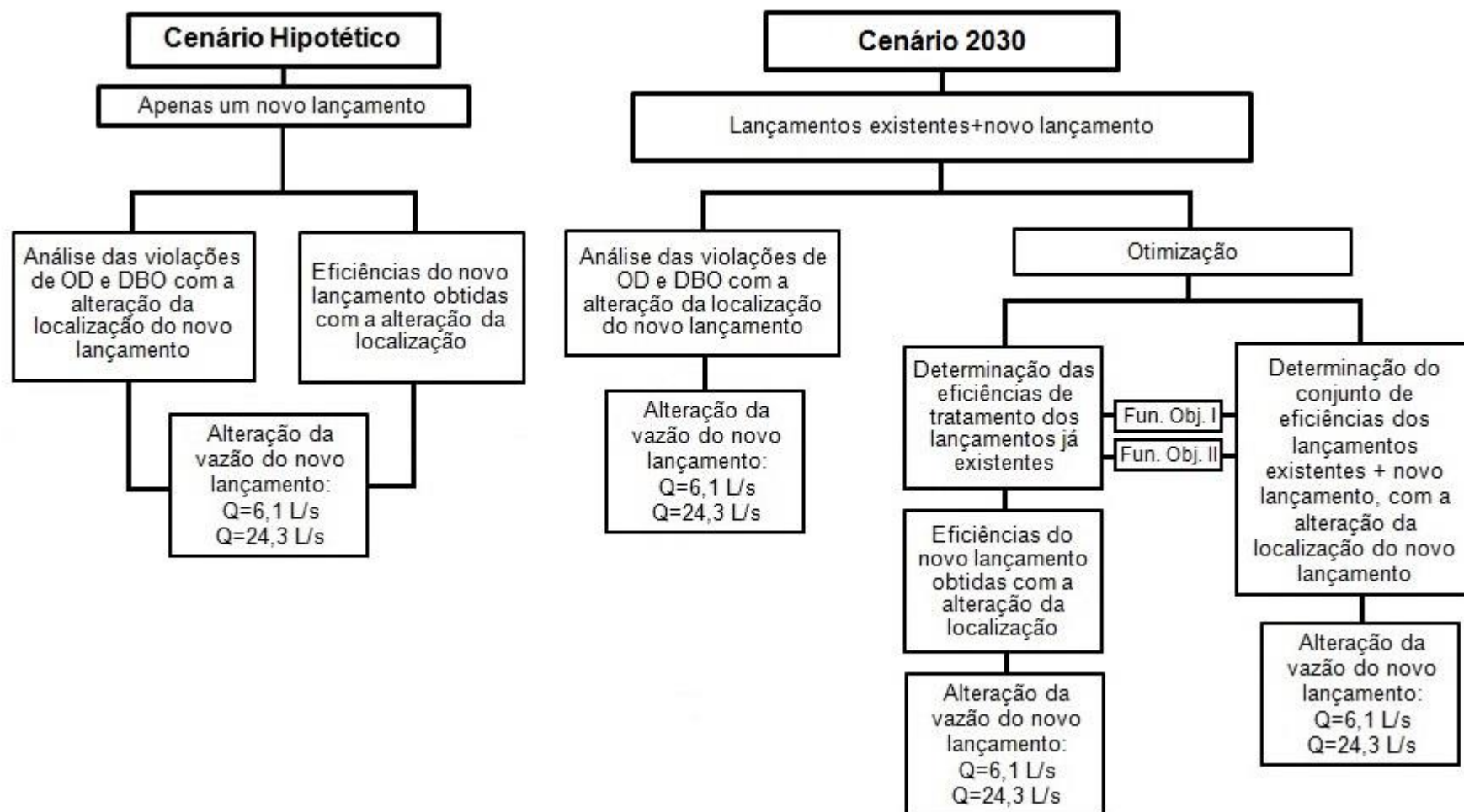
Do mesmo modo, as duas análises supracitadas, referentes a determinação da influência da localização nas eficiências de tratamento dos efluentes no cenário 2030, foram feitas considerando a função objetivo II (minimização da inequidade dos sistemas de tratamento). Dessa forma, obteve-se as eficiências de tratamento dos efluentes já existentes na bacia e, posteriormente, com as eficiências já estabelecidas, determinou-se a eficiência requerida para o tratamento do novo efluente, de acordo com a localização do lançamento. Adicionalmente, também verificou-se a influência da localização do novo lançamento nas eficiências de

tratamento do conjunto de efluentes lançados, tendo como objetivo a minimização da inequidade entre os sistemas de tratamento. O uso da minimização de inequidade, além da minimização do somatório de eficiências, foi feito para verificar como seria a influência da localização para um cenário onde as eficiências fossem obtidas partindo do princípio do poluidor pagador, em que quanto maior o aumento da concentração de DBO no corpo d'água, maior a eficiência de tratamento requerida. Com isso, a obtenção de um conjunto de eficiências com maior magnitude, possibilita maior a flexibilidade na localização do novo lançamento.

É importante observar que, para o cenário hipotético e para o cenário 2030, as análises de violações de OD e DBO com a alteração da localização do novo efluente, são feitas apenas para o rio principal (rio Pardo), visto que este foi o corpo d'água onde se estabeleceu o novo lançamento. Contudo, ao determinar as eficiências de tratamento dos efluentes já existentes, bem como do novo lançamento, considerou-se o atendimento ao padrão de OD e DBO para todos os corpos d'água da bacia hidrográfica, tanto o rio Pardo, quanto seus tributários. Adicionalmente, observa-se que foram consideradas apenas condições de aerobiose, a fim de manter uma uniformidade das análises. Assim, a análise das violações iniciou-se no primeiro ponto de lançamento que garantiu condições aeróbias. Por esse motivo, quando a carga orgânica do novo lançamento apresenta maior magnitude, as análises de violações de OD e DBO iniciam-se em pontos de lançamento mais a jusante.

A Figura 4 abaixo sumariza os cenários analisados, e apresenta o modelo de qualidade de água e técnica de otimização utilizados para cada caso.

Figura 4 - Fluxogramas dos cenários analisados



6 RESULTADOS E DISCUSSÃO

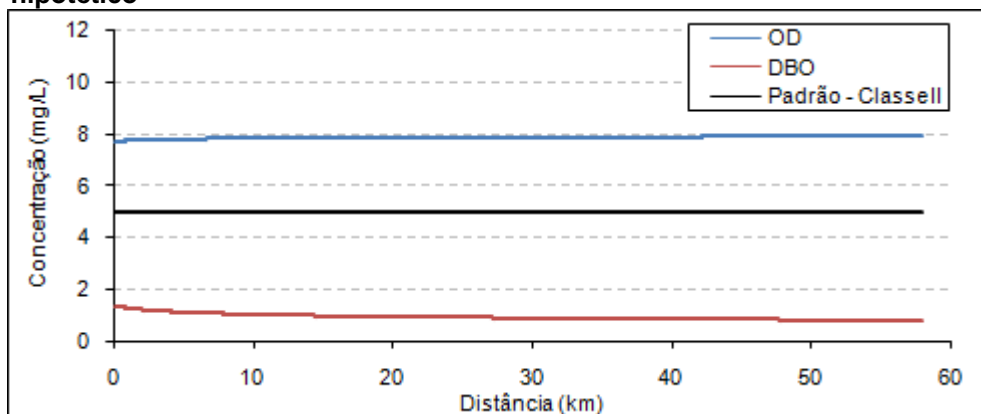
Os resultados obtidos a partir da metodologia apresentada na seção anterior estão divididos, primeiramente, em duas subseções. A primeira apresenta o cenário hipotético, o qual considera as mesmas características cinéticas e hidrodinâmicas da bacia hidrográfica do rio Pardo, desconsiderando, entretanto, a existência dos lançamentos de efluentes (Ibatiba, Irupi, Lúna, Nossa Senhora das Graças e Santíssima Trindade), e, adicionando um novo lançamento a cada trecho. Nesta seção são analisadas e quantificadas as violações de OD e DBO, bem como a eficiência de remoção de DBO necessária para atendimento dos corpos d'água aos padrões ambientais.

A segunda seção trata a bacia de forma semelhante à apresentada por Calmon (2016). Primeiramente, será apresentada a condição do rio Pardo e seus tributários, em função das concentrações de OD e DBO. Considerando a inserção de um novo lançamento e sua alteração de localização, quilômetro à quilômetro, são analisadas e quantificadas as violações de OD e DBO. Posteriormente, a partir da determinação das eficiências de tratamento requeridas para os lançamentos existentes, pelas funções objetivos I e II, são apresentadas as eficiências de tratamento necessárias ao novo lançamento, a cada ponto de lançamento considerado. Por fim, são apresentados os resultados da análise feita aplicando as funções objetivos I e II para o conjunto de lançamentos de efluentes (lançamentos já existentes mais o novo lançamento). A terceira seção apresenta uma discussão e síntese dos resultados obtidos.

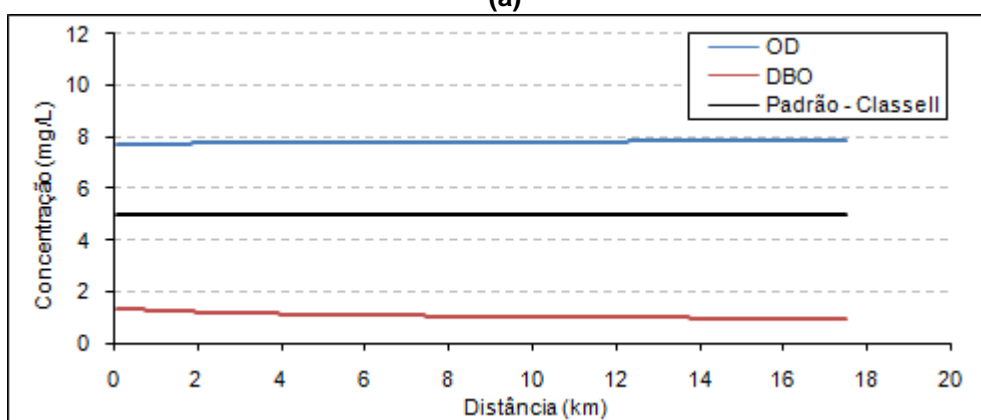
6.1 CENÁRIO HIPOTÉTICO - NOVO LANÇAMENTO

A partir do modelo de qualidade de água implementado no ambiente Matlab, descrito na seção 5.1, e, considerando as características cinéticas e hidrodinâmicas da bacia, foi possível traçar os perfis de OD e DBO do cenário hipotético analisado (Figura 5). O cenário hipotético constitui-se do mesmo diagrama unifilar do sistema hídrico, apresentado na seção 4, desconsiderando, entretanto, os lançamentos dos efluentes pontuais, bem como a carga incremental sem vazão, referente aos efluentes da população rural.

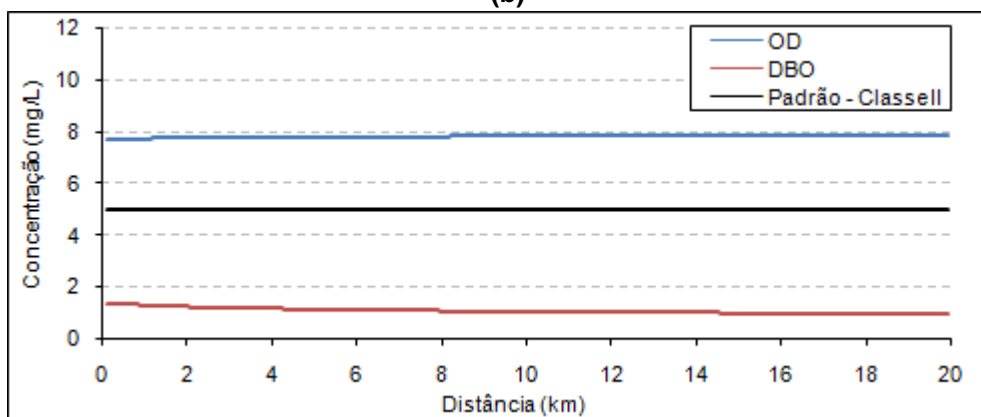
Figura 5 - Perfis de concentração de OD e DBO do rio Pardo (a), ribeirão São José (b), rio Pardinho (c) e ribeirão da Perdição (d) considerando o cenário hipotético



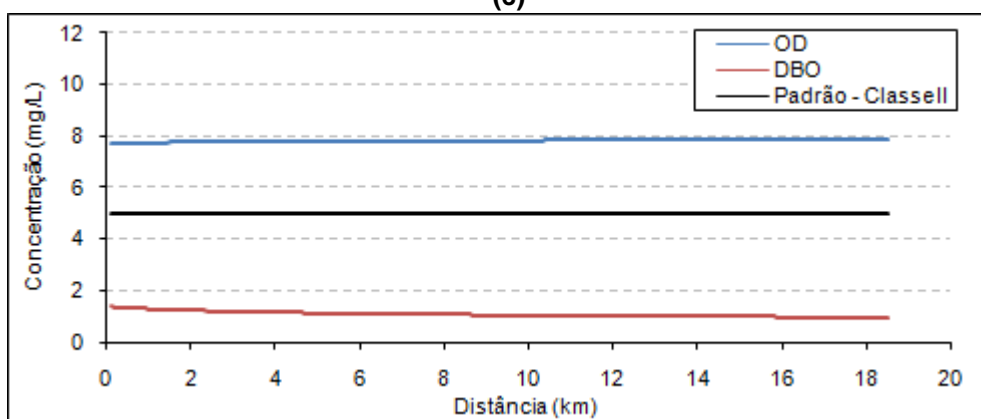
(a)



(b)



(c)



(d)

É possível notar, pela Figura 5, que os perfis de concentrações de OD e DBO para o rio Pardo e seus tributários ribeirão São José, rio Pardinho e ribeirão da Perdição, são similares. Tal comportamento era esperado, visto que são consideradas as mesmas características para os diferentes sistemas hídricos. A partir desses perfis, foi analisada a mudança de comportamento do rio Pardo, quanto aos parâmetros de OD e DBO, com o acréscimo de um novo lançamento, alterando trecho a trecho, conforme apresentado na seção a seguir.

6.1.1 Análise das violações de OD e DBO

Considerando o cenário hipotético, foi inserido um emissário de efluente bruto a cada quilômetro da extensão do rio Pardo, a fim de analisar como a alteração do ponto de lançamento de um novo efluente pode influenciar na alteração da qualidade de água do corpo hídrico. As violações de OD e DBO aos padrões estabelecidos pela Resolução CONAMA nº 357/2005, para Classe 2, são apresentadas como somatório das concentrações que excedem ao padrão, bem como pelo número de trechos com violações (Figuras 6 e 7). Vale lembrar que os trechos considerados na análise possuem extensão de 0,1 km.

As análises foram feitas a partir de duas diferentes vazões de lançamento: 6,1 L/s (Figura 6) e 24,3 L/s (Figura 7). Desta forma, como a concentração de DBO do lançamento é a mesma, e igual a 400 mg/L, para as duas vazões, tem-se as cargas orgânicas lançadas no rio Pardo correspondentes a cerca de 2440 mg/s e 9720 mg/s, respectivamente.

A Tabela 5 apresenta as principais características dos pontos de lançamento considerados para o lançamento do novo efluente, para as duas vazões de lançamento analisadas. As Tabelas 6 e 7, por sua vez, apresentam as diferenças ocasionadas nos somatórios e nos números de trechos apresentando violações de OD e DBO, devido à alteração da localização do novo efluente. A Figura 6 apresenta o somatório de violações de DBO e OD, bem como o número de trechos apresentando violações, para a primeira vazão de lançamento analisada, 6,1 L/s. As concentrações, em Tabela, são apresentadas no APÊNDICE A.

Tabela 5 - Características dos pontos de lançamentos analisados no cenário hipotético

Vazão do novo efluente (L/s)	Primeiro ponto de lançamento analisado* (km)	Primeiro ponto de lançamento sem violações (km)		Nº de pontos de lançamento que não acarretam violações**	
		DBO	OD	DBO	OD
6,1	1	17	3	41	55
24,3	3	31	10	27	48

* Ponto de lançamento onde iniciam as condições aeróbias.

**O último ponto de lançamento corresponde ao quilômetro 57.

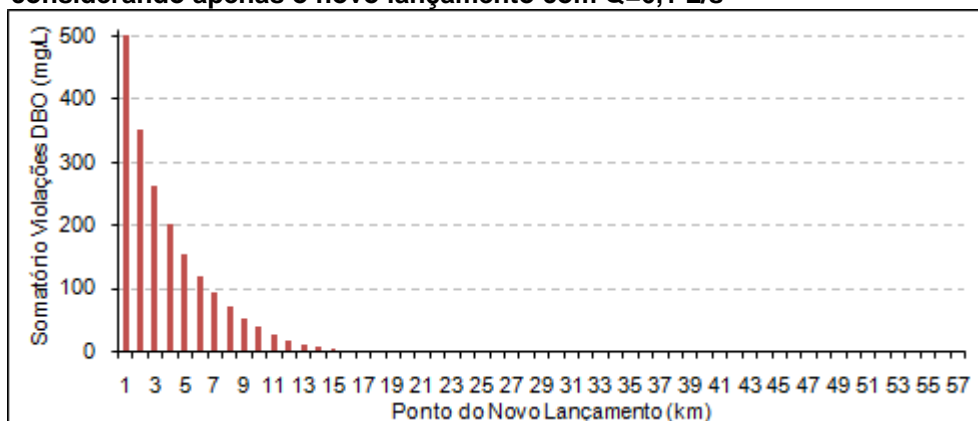
Tabela 6 - Somatório de violações de DBO e OD no cenário hipotético

Vazão do novo efluente (L/s)	Maior somatório		Menor somatório		Maior diferença - alteração 1 km do ponto de lançamento
	Σ (mg/L)	Ponto (km)	Σ (mg/L)	Ponto (km)	Diferença (mg/L)
Demanda Bioquímica de Oxigênio (DBO)					
6,1	501,1	1	zero	17	151
24,3	1790,5	3	zero	31	194
Oxigênio Dissolvido (OD)					
6,1	33,4	1	zero	3	31
24,3	144	3	zero	10	45

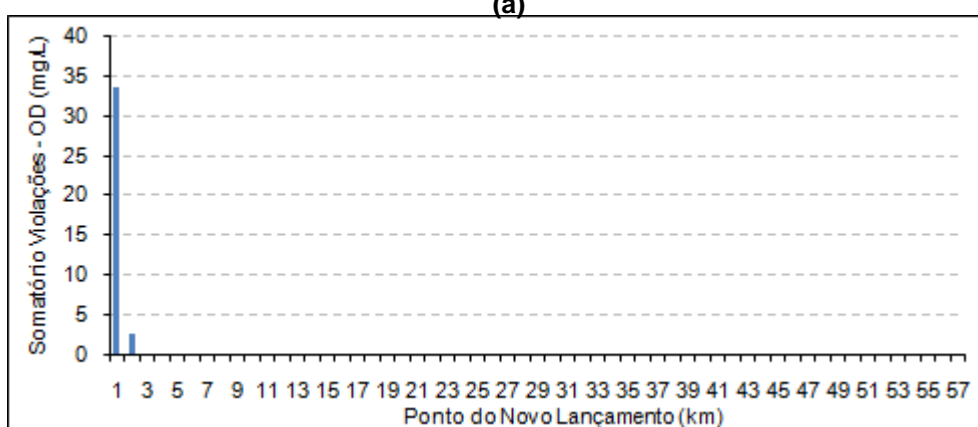
Tabela 7 - Número de trechos apresentando violações de DBO e OD no cenário hipotético

Vazão do novo efluente (L/s)	Maior número de trechos		Menor número de trechos		Maior diferença - alteração 1 km do ponto de lançamento
	Nº trechos	Ponto (km)	Nº trechos	Ponto (km)	Diferença (nº trechos)
Demanda Bioquímica de Oxigênio (DBO)					
6,1	48	2 e 3	zero	17	5
24,3	144	8 e 9	zero	31	10
Oxigênio Dissolvido (OD)					
6,1	19	1	zero	3	11
24,3	60	3	zero	10	18

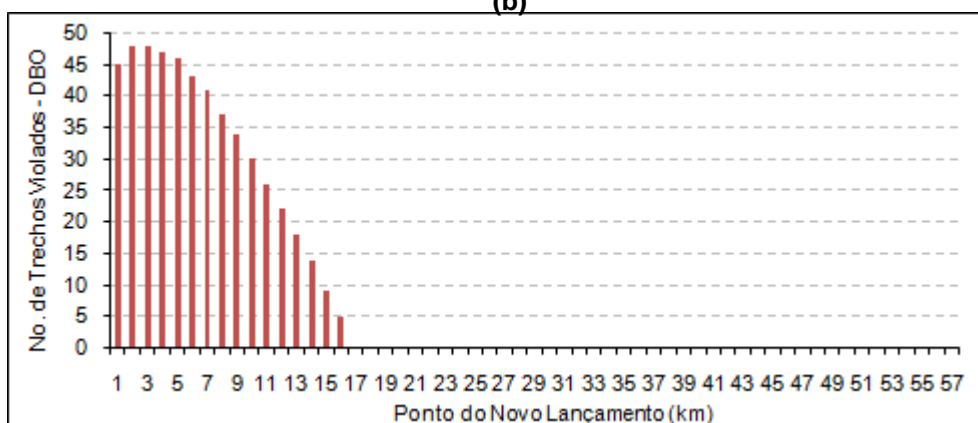
Figura 6 - Somatório e número de trechos com violações ao padrão Classe 2 para DBO (a e c) e OD (b e d) no rio Pardo, a cada novo ponto de lançamento, considerando apenas o novo lançamento com $Q=6,1$ L/s



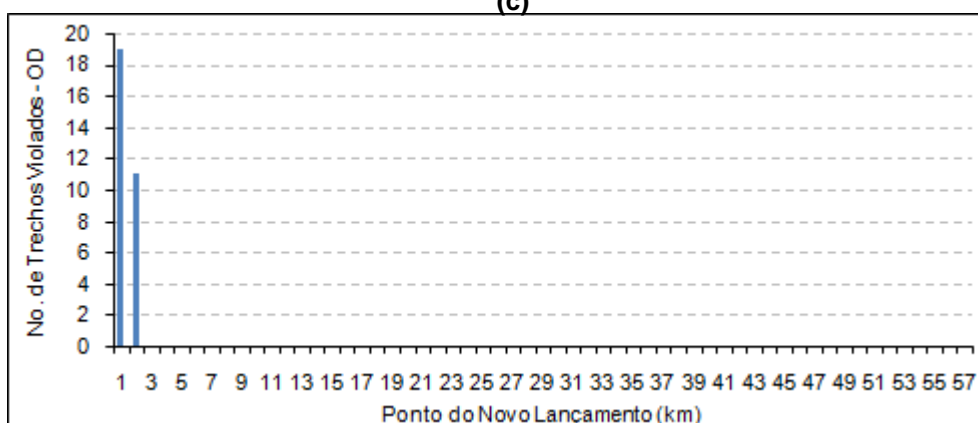
(a)



(b)



(c)



(d)

A partir da Figura 6 e Tabela 5, percebe-se que, quando a vazão de lançamento é 6,1 L/s ocorrem violações ao padrão para DBO até o ponto de lançamento no quilômetro 16. Efluentes com tal carga orgânica lançados após o quilômetro 16 não causam violação ao padrão. Tal fato decorre do aumento da vazão ao longo da extensão do rio Pardo, o que garante que a carga orgânica lançada não eleve as concentrações de DBO do corpo d'água para valores maiores que 5 mg/L nos trechos. Quando se trata das violações de OD, a partir do quilômetro 3, lançamentos com carga orgânica de 2440 mg/s podem ser realizados sem violações.

A alteração da localização do ponto de lançamento causa diferenças significativas no somatório de violações ao padrão tanto para OD quanto para DBO. O deslocamento de um quilômetro no ponto de lançamento pode ocasionar diferença do somatório de violações de 151 mg/L para DBO, e 31 mg/L para OD (Tabela 6), quando o ponto de lançamento passa do primeiro para o segundo quilômetro do rio Pardo. As diferenças vão reduzindo à medida que o lançamento é feito à jusante do corpo d'água, visto que ocorre maior contribuição de vazão.

Quanto ao número de trechos apresentando violações, percebe-se que, para DBO, o total de trechos apresentando violações sofre um pequeno acréscimo quando o ponto de lançamento do efluente passa do primeiro para o segundo quilômetro. O acréscimo pode ser justificado pela baixa vazão do corpo d'água à montante, que acarreta concentrações elevadas de DBO na ocorrência do lançamento de efluente bruto. Dessa forma, como a taxa de redução da matéria orgânica é proporcional à concentração, e a concentração de DBO após o lançamento no quilômetro 1 é superior à concentração de DBO quando o lançamento decorre no quilômetro 2, tem-se um processo de autodepuração mais rápido para o primeiro caso, em detrimento do segundo.

Conforme o ponto de lançamento é alterado para locais à jusante no rio principal, o número de trechos apresentando violações vai sofrendo decréscimo, visto que ocorre aumento de vazão do corpo d'água, e a diferença de concentração de DBO no ponto de mistura entre pontos de lançamento consecutivos não é tão expressiva, quanto nos primeiros trechos. Pode-se observar que quando o novo lançamento é realizado no quilômetro 3, ocorre violação ao padrão de DBO em 48 trechos do

corpo d'água (4,8 km), ao passo que, ao alterar a localização para o quilômetro 17, não ocorrem mais violações (Tabela 7).

A Figura 7 apresenta o somatório, bem como o número de trechos apresentando violações de DBO e OD, ao considerar o novo efluente com vazão de 24,3 L/s. A Tabela com tais concentrações encontra-se no APÊNDICE A.

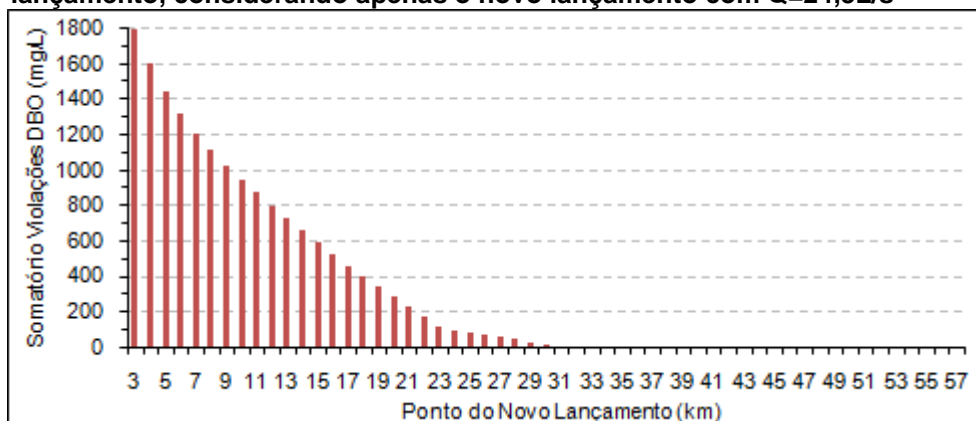
A partir da Figura 7 e Tabela 5, observa-se que, conforme previsto, ao aumentar a vazão do efluente para 24,3 L/s, as violações de OD e DBO, apresentaram maiores magnitudes. Além disso, pontos de lançamento que não correspondiam a violações com um efluente de menor carga orgânica, com o aumento da carga orgânica, passaram a apresentar violações ao padrão ambiental.

O lançamento de um efluente bruto, com carga orgânica de 9720 mg/s, se ocorrer até o quilômetro 30 apresentará violações ao padrão para DBO, estabelecido pela Resolução CONAMA nº 357/2005. No quilômetro 30,8 ocorre a entrada do tributário rio Pardinho, e conseqüentemente o aumento da vazão do rio Pardo, fazendo com que um novo lançamento de efluente bruto após esse ponto não ocasione violações ao padrão de DBO. Por sua vez, violações de OD acontecem quando o efluente é lançado até o quilômetro 9 do rio Pardo.

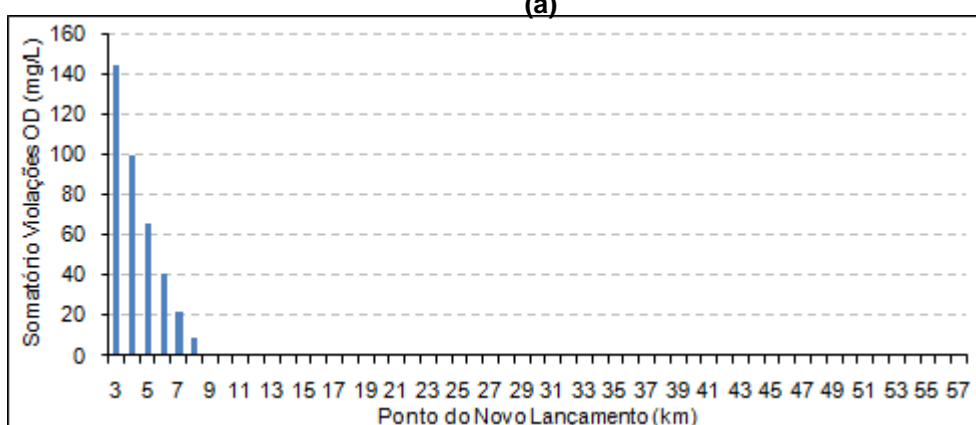
É importante observar que o lançamento de efluente bruto com vazão 24,3 L/s foi considerado a partir do terceiro quilômetro do rio Pardo, visto que, como apresentado na seção 5.6, apenas foram analisadas as violações em pontos de lançamento onde não ocorreram condições de anaerobiose.

A diferença entre o somatório de violações de DBO de um ponto de lançamento (vazão 24,3 L/s) para outro consecutivo alcança até 194 mg/L (Tabela 6). Para o oxigênio dissolvido, a alteração da localização do lançamento do efluente em um quilômetro, acarreta uma diferença no somatório de violações de até 45 mg/L.

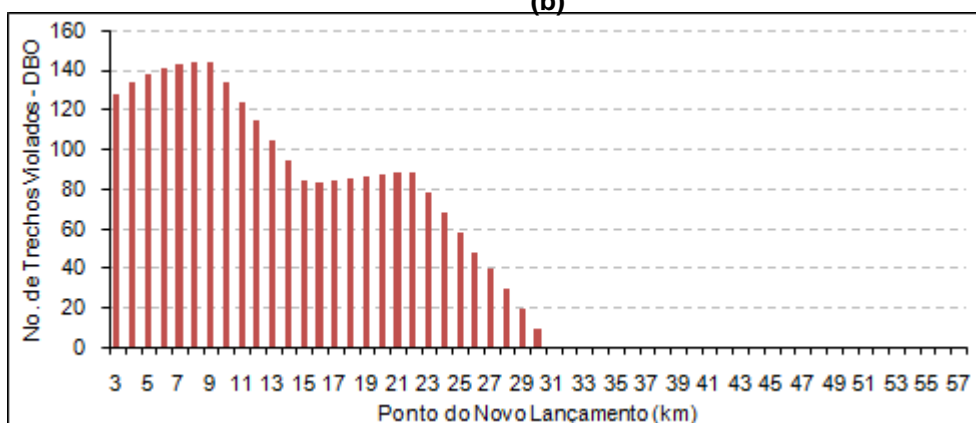
Figura 7 - Somatório e número de trechos com violações ao padrão Classe 2 para DBO (a e c) e OD (b e d) no Rio Pardo, a cada novo ponto de lançamento, considerando apenas o novo lançamento com $Q=24,3\text{L/s}$



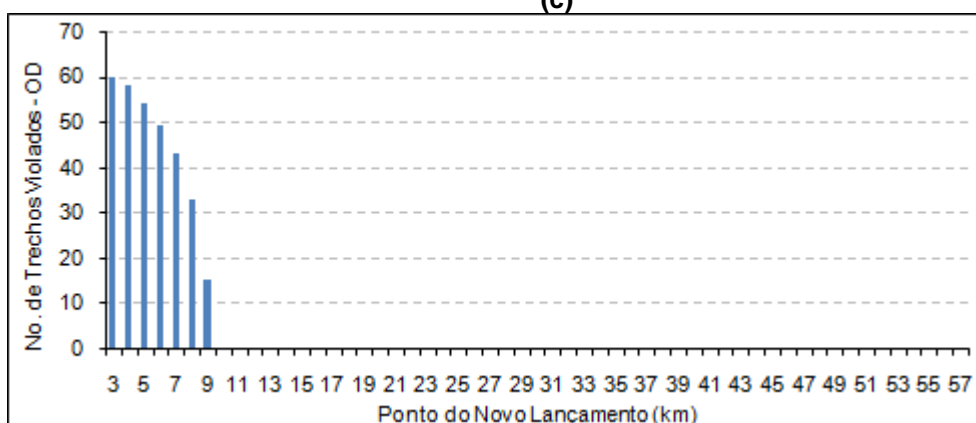
(a)



(b)



(c)



(d)

O número de trechos apresentando violações (Figura 7c), assim como no lançamento de vazão 6,1 L/s, possui um comportamento característico. Quando o lançamento é feito até o quilômetro 9, o número de trechos com violações tem acréscimo, à medida que o efluente é lançado à jusante. Quando o lançamento ocorre nos trechos iniciais, maior a concentração de DBO no corpo d'água, e assim, maior a taxa de redução da matéria orgânica, que faz com que o processo de autodepuração ocorra em menor tempo/distância.

Entre os quilômetros 9 e 15, conforme o lançamento é feito à jusante, menor o número de trechos apresentando violações. Quando o emissário do efluente se localiza nesse intervalo, existe influência do tributário ribeirão São José, o qual encontra o rio Pardo no quilômetro 23,4, contribuindo para aumento da sua vazão, e assim, redução da concentração de DBO elevada por conta do novo lançamento. Dessa forma, a cada quilômetro a frente que o lançamento é feito, reduz-se 10 trechos com violações (1 km), e o padrão deixa de ser violado no mesmo ponto, o qual corresponde à entrada do tributário, reduzindo assim o número de trechos apresentando violações para DBO.

Posteriormente, nos pontos de lançamento entre os quilômetros 16 e 22, volta a ocorrer um pequeno acréscimo no número de trechos apresentando violações para DBO, ocasionando uma diferença de 5 trechos com violações. Do ponto de lançamento no quilômetro 23 adiante, o número de trechos apresentando violações para DBO reduz-se ao passo que o novo lançamento ocorre à jusante, visto que, a entrada do rio Pardinho no quilômetro 30,8, faz com que os lançamentos feitos nesse intervalo sofram maior diluição e não ultrapassem ao padrão, a partir do quilômetro 30,8.

Quanto ao número de trechos que apresentam violações de OD, na ocorrência de um novo lançamento com carga de 9720 mg/s, tem-se uma redução de até 18 trechos apresentando violações, quando a localização do novo efluente altera um quilômetro (Tabela 7).

É possível perceber que a alteração da carga orgânica do novo lançamento, com as duas diferentes vazões analisadas, influencia na magnitude das violações de OD e DBO, com a mudança da localização do novo lançamento. Entretanto, o comportamento das violações com o ponto de lançamento sendo alterado ao longo

da extensão do corpo d'água é similar, sendo também influenciado pela entrada dos tributários, e pelo aumento da vazão contribuinte ao sistema.

A alteração da localização do lançamento ao longo de toda extensão do corpo d'água influencia nas violações de DBO e OD, visto que a alteração de apenas um quilômetro no ponto de lançamento pode acarretar na existência ou ausência de violação.

Adicionalmente, o ponto de lançamento onde ocorre maior somatório de violações de DBO não necessariamente apresenta o maior número de trechos com violações. Dessa forma, existem pontos de lançamento correspondendo a uma maior extensão do corpo d'água com violações, enquanto em outros corresponderão a maiores somatórios de violações, em termos de concentrações.

6.1.2 Eficiência de remoção de DBO requerida pelo novo lançamento

Após analisar as violações de DBO e OD, utilizando o modelo de qualidade de água implementado no Matlab, determinou-se a eficiência de tratamento requerida para que o novo lançamento atendesse aos padrões ambientais de DBO e OD. O intervalo de eficiência considerado foi de 0 a 95%, como já citado, a fim de permitir uma maior flexibilidade nas análises da localização do emissário de efluente. A Figura 8 apresenta as eficiências de remoção obtidas para cada vazão do novo lançamento analisada. As eficiências para cada ponto de lançamento, e as diferenças referentes a alteração de cada quilômetro encontram-se no APÊNDICE B. A Tabela 8 apresenta um resumo da influência da alteração da localização nas eficiências de remoção de DBO do novo lançamento.

Figura 8 - Eficiência de remoção de DBO necessária para atender ao padrão Classe 2, de um novo lançamento com $Q=6,1$ L/s (a) e $Q=24,3$ L/s (b), a cada trecho do rio Pardo, considerando apenas o novo lançamento

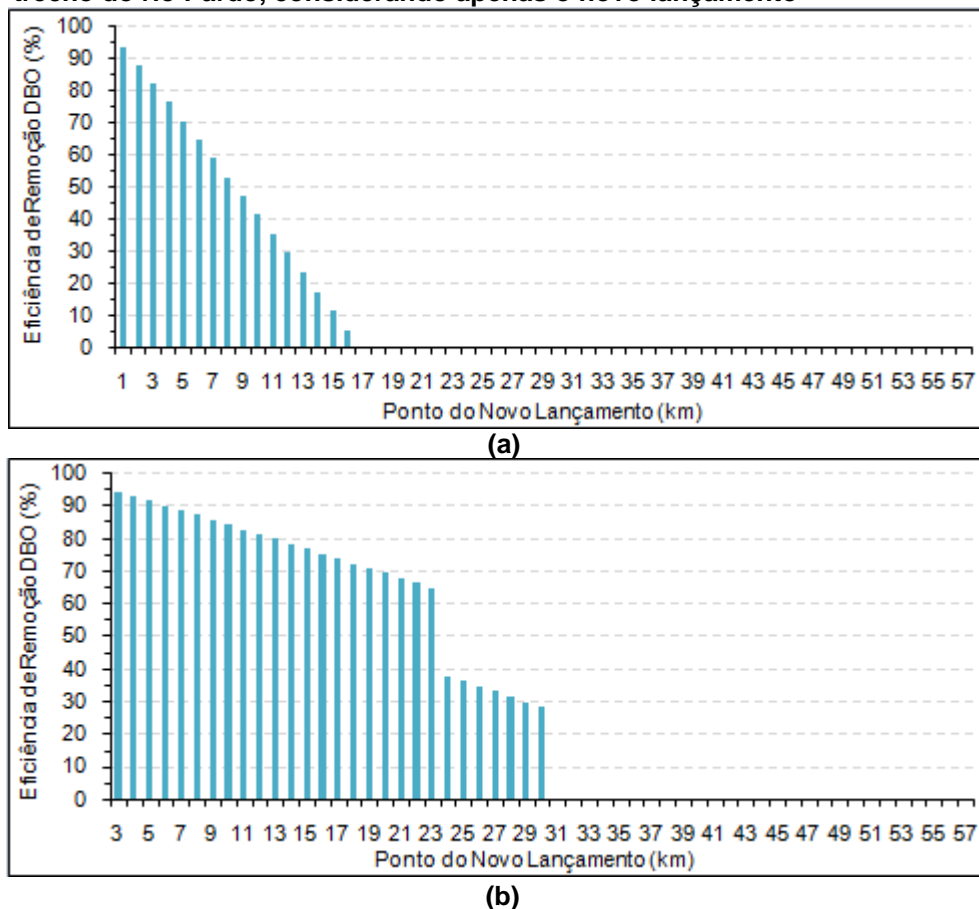


Tabela 8 - Resumo das eficiências obtidas com a alteração da localização do novo lançamento

Vazão do novo efluente (L/s)	Maior eficiência de remoção de DBO		Diferença de eficiência na alteração da localização do lançamento em 1 km			
	Ponto (km)	ER (%)	Diferença média (%)	Maior Diferença		
				Diferença (%)	Entre pontos (km)	Motivo
6,1	1	93,1	5,8	6	15 e 16	Aumento da vazão de contribuição
24,3	3	94,5	1,5	28,2	30 e 31	Entrada do tributário rio Pardinho

A partir da Figura 8a e da Tabela 8, é possível notar que quando a carga orgânica lançada é de 2440 mg/s, o lançamento pode ser feito a partir do quilômetro 1, com uma eficiência de remoção de DBO de 93,1%. Após o quilômetro 16, o efluente lançado bruto não causa violações aos padrões de OD e DBO. A alteração da

localização do ponto de lançamento acarreta uma redução de cerca de 5,8% da eficiência necessária, a cada quilômetro à jusante.

Quando o efluente apresenta vazão de 24,3 L/s (9720 mg/s), Figura 8b, pode-se perceber que o lançamento pode ser feito a partir do quilômetro 3, onde a eficiência de tratamento necessária para o lançamento é de 94,5%. Anterior a esse ponto, a eficiência de tratamento requerida deveria ser maior que a máxima estabelecida. Entre os quilômetros 23 e 24, como também 30 e 31, há um decréscimo maior na eficiência de tratamento, devido à entrada do tributário ribeirão São José e rio Pardinho, respectivamente, aumentando a vazão do rio Pardo. Exceto esse ponto, a diferença da eficiência de remoção de DBO, devido a alteração do ponto de lançamento em um quilômetro, é de aproximadamente 1,5%.

É possível perceber que ao alterar as cargas orgânicas lançadas, a influência da localização tem sua magnitude alterada. Menor a carga orgânica lançada, maior a influência da localização do ponto de lançamento na eficiência do sistema de tratamento do efluente. Adicionalmente, efluentes com cargas orgânicas maiores, mesmo que tratados com eficiências elevadas, devem ser lançados mais à jusante para atenderem aos padrões ambientais de OD e DBO.

Para as vazões de lançamentos analisadas pode-se perceber o que foi supracitado. A diferença da eficiência de remoção de DBO a cada quilômetro, para o lançamento com vazão de 6,1 L/s (2440 mg/s) foi de cerca de 5,8%, enquanto que para a vazão de 24,3 L/s (9720 mg/s) foi de 1,5%. Adicionalmente, o lançamento com carga orgânica menor pode ser lançado a partir do primeiro quilômetro, enquanto que aquele com maior carga, apenas a partir quilômetro 3.

Outro fator que interfere na redução da eficiência com a alteração do ponto de lançamento é a entrada de tributários. Estes aumentam a vazão de contribuição para o rio principal, e auxiliam no processo de autodepuração. Com isso, lançamentos em pontos posteriores à entrada de tributários requerem menores eficiências de tratamento se comparados com pontos à montante.

6.2 CENÁRIO 2030 - LANÇAMENTOS EXISTENTES E NOVO LANÇAMENTO

Os resultados apresentados nesta seção referem-se as análises feitas com base no cenário 2030 da bacia hidrográfica do rio Pardo. Tal cenário compreende os efluentes dos núcleos urbanos de Ibatiba, Irupi, Iúna, Nossa Senhora das Graças e Santíssima Trindade, somado à carga incremental sem vazão referente aos efluentes da população rural, obtidos com base na população estimada para 2030, conforme apresentado nas seções 5.2 e 5.6.

Utilizando o modelo de qualidade de água, implementado no ambiente Matlab, baseado nas características cinéticas, variáveis hidrodinâmicas e cargas orgânicas dos lançamentos existentes, foi possível traçar os perfis de concentração de OD e DBO, para o rio Pardo, apresentados na Figura 9, e seus tributários, apresentados na Figura 10. Os perfis apresentam as concentrações de DBO, em vermelho, as concentrações de OD, em azul e os padrões de OD e DBO estabelecidos pela Resolução CONAMA 357/2005, para Classe 2 de enquadramento, em preto. As cargas pontuais dos efluentes foram consideradas sem tratamento, da forma como são lançadas na bacia do rio Pardo.

Figura 9 - Perfil de concentração de OD e DBO do rio Pardo considerando o cenário 2030

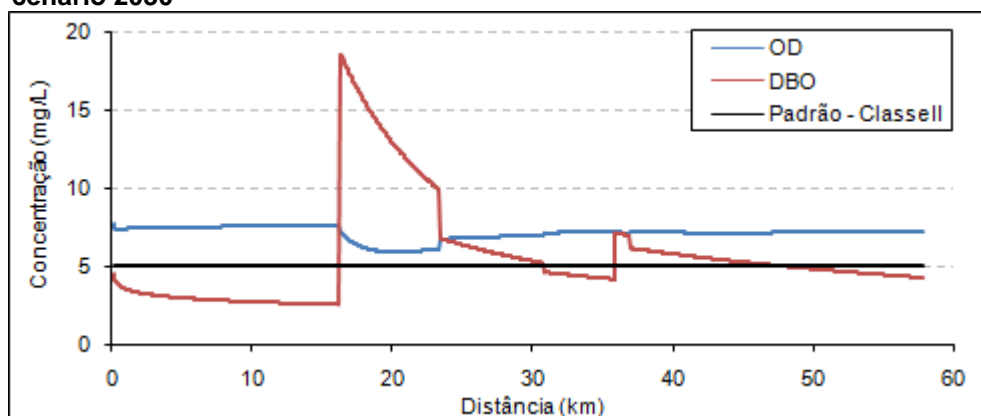
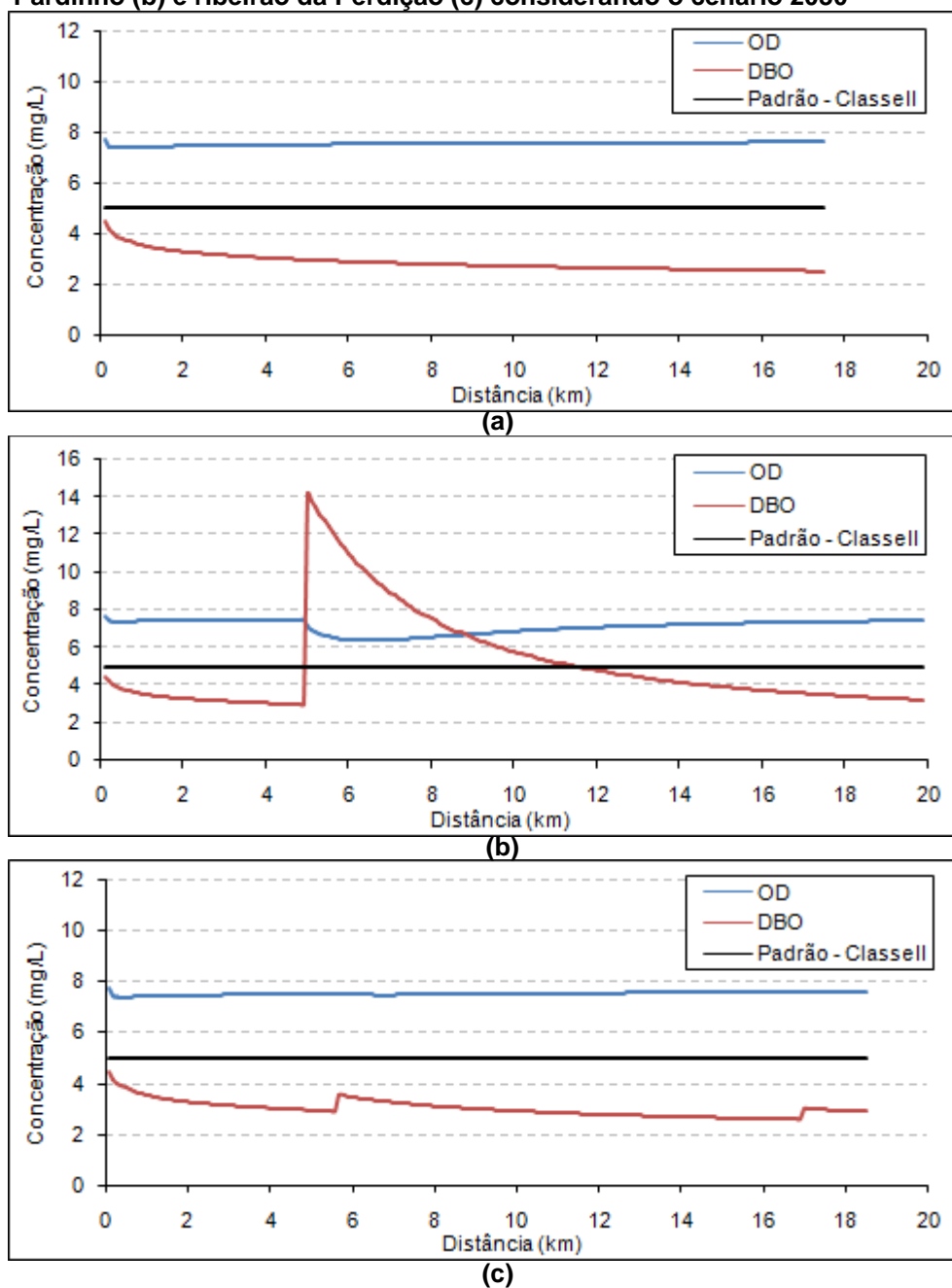


Figura 10 - Perfil de concentração de OD e DBO do ribeirão São José (a), rio Pardinho (b) e ribeirão da Perdição (c) considerando o cenário 2030



O tributário ribeirão São José, apresentado na Figura 10a, não recebe aporte de lançamentos pontuais. Adicionalmente, as concentrações de OD e DBO atendem aos respectivos padrões estabelecidos pela Resolução CONAMA nº 357/2005 (Classe 2) em toda a extensão do corpo d'água.

O tributário rio Pardinho, Figura 10b, recebe o aporte de efluente do núcleo urbano de Irupi, com carga orgânica de 2080 mg/s, no quilômetro 5. Dessa forma, a concentração de DBO aumenta nesse ponto, atingindo 14,2 mg/L, ultrapassando ao

padrão ambiental para DBO. Por sua vez, as concentrações de OD, mesmo sofrendo decaimento por conta do lançamento, não ficam abaixo do padrão (5 mg/L) estabelecido pela legislação nacional para Classe 2.

A Figura 10c mostra os perfis de OD e DBO para o tributário ribeirão da Perdição. Nos quilômetros 5,7 e 17, ocorrem os lançamentos pontuais referentes aos efluentes dos distritos de Santíssima Trindade e Nossa Senhora das Graças, respectivamente. As cargas orgânicas lançadas correspondem a 120 mg/s para Santíssima Trindade, e 240 mg/s para Nossa Senhora das Graças. Como pode-se notar nos perfis para o ribeirão da Perdição, os acréscimos devido aos lançamentos pontuais no corpo hídrico não acarretam violações aos padrões ambientais para DBO e OD.

Os perfis de concentração de DBO e OD do rio Pardo, apresentados na Figura 9, mostram violações aos padrões de DBO. No quilômetro 16,3, o rio Pardo recebe o efluente bruto do núcleo urbano de Ibatiba, e a concentração de DBO atinge 18,6 mg/L. O efluente de Ibatiba corresponde ao lançamento com maior carga orgânica na bacia, 9720 mg/s ocasionando, assim, maior elevação das concentrações de DBO. Neste mesmo ponto, ocorre um decréscimo das concentrações de OD, as quais, entretanto, não violam ao padrão ambiental.

No quilômetro 23,4 ocorre a entrada do tributário ribeirão São José, com vazão de 617,4 L/s, que acarreta um decréscimo da concentração de DBO no rio Pardo de 9,9 mg/L para 6,8 mg/L, bem como acréscimo na concentração de OD. No quilômetro 30,8 ocorre a entrada do tributário rio Pardinho, o qual acarreta um pequeno decréscimo das concentrações de DBO. Este último tributário recebe aporte de efluente bruto, portanto a concentração de DBO encontra-se mais elevada, acarretando um menor decréscimo na DBO do rio Pardo, comparado à entrada do tributário ribeirão São José, mesmo que o rio Pardinho contribua com maior vazão (707,3 L/s). Apesar do pequeno decréscimo na concentração de DBO, esta passa atender ao padrão ambiental.

Outro acréscimo na concentração de DBO do rio Pardo ocorre no quilômetro 35,9, na entrada do efluente bruto do núcleo urbano de Lúna. A carga orgânica do lançamento pontual é equivalente a 7960 mg/s, e eleva a concentração de DBO do rio Pardo para 7,1 mg/L. Contudo, no quilômetro 37 tem-se a entrada do tributário ribeirão da Perdição, o qual faz com que a concentração de DBO decaia novamente.

Com o auxílio do modelo de qualidade de água proposto, foi possível analisar o somatório de violações para OD e DBO, bem como o número de trechos que apresentaram violações, para toda a bacia do rio Pardo. A Tabela 9 apresenta o somatório das violações de OD e DBO, bem como o número de trechos que apresentaram violações, para o rio principal e tributários da bacia hidrográfica do rio Pardo.

Tabela 9 - Violações de DBO e OD na bacia hidrográfica do rio Pardo

Corpo d'água	Somatório de Violações de DBO (mg/L)	Número de Trechos com Violações - DBO	Somatório de Violações de OD (mg/L)	Número de Trechos com Violações - OD
Rio Pardo	756,4	266	Zero	Zero
Ribeirão São José	Zero	Zero	Zero	Zero
Rio Pardinho	197	65	Zero	Zero
Ribeirão da Perdição	Zero	Zero	Zero	Zero

A Tabela 9 mostra que não houve violação ao padrão de OD em nenhum trecho da bacia. Por outro lado, o rio Pardo e o tributário rio Pardinho, os quais recebem aporte de efluentes brutos, com maior carga orgânica, apresentam violações ao padrão de DBO estabelecido para Classe 2, pela Resolução CONAMA nº 357/2005. O rio Pardo, com extensão de 57,9 quilômetros apresenta 266 trechos (26,6 km) com violações de DBO, somando 756,4 mg/L, e o rio Pardinho, com extensão de 19,9 quilômetros, apresenta 65 trechos (6,5 km) com violações, somando 197 mg/L.

6.2.1 Análise das violações de OD e DBO

A partir do cenário apresentado na seção anterior, considerando os lançamentos pontuais existentes na bacia e a carga incremental proveniente da população rural, foi avaliada a influência da alteração da localização de um novo lançamento nas violações de OD e DBO no rio Pardo.

Dessa forma, foi pressuposto um novo efluente no rio Pardo, e assim avaliado como a alteração da localização do lançamento, quilômetro a quilômetro, influencia no somatório de violações de OD e DBO, e no número de trechos que apresentam

violações de OD e DBO. Analisou-se tais influências de um novo lançamento com duas possíveis vazões de lançamento, 6,1 L/s e 24,3 L/s, conforme apresentado nas Figuras 11 e 12, respectivamente.

Como o novo lançamento foi realizado no rio principal, os tributários apresentam o mesmo somatório de violações e número de trechos com violações de OD e DBO mostrados na Tabela 9, visto que não sofrem influência desse novo lançamento. As Figuras 11 e 12 apresentam um traçado, em preto, o qual representa o somatório de violações ou o número de trechos com violações no rio Pardo, na situação anterior ao novo lançamento, como também apresentado na Tabela 9.

A Tabela 10 apresenta as características dos possíveis pontos de lançamento no corpo d'água analisado. As Tabelas 11 e 12 apresentam as diferenças ocasionadas nos somatórios e números de trechos apresentando violações de OD e DBO, respectivamente, devido à alteração da localização do novo efluente.

Tabela 10 - Características dos pontos de lançamentos analisados no cenário 2030

Vazão do novo lançamento (L/s)	Primeiro ponto de lançamento analisado (km)*	Primeiro ponto de lançamento sem violações (km)		Nº de pontos de lançamento que não acarretam violações**	
		DBO	OD	DBO	OD
6,1	1	-	3	zero	55
24,3	3	-	21	zero	37

* Ponto de lançamento onde iniciam as condições aeróbias.

**O último ponto de lançamento corresponde ao quilômetro 57.

Tabela 11 - Somatório de violações de DBO e OD no cenário 2030

Vazão do novo efluente (L/s)	Maior somatório		Menor somatório		Maior diferença - alteração 1 km do ponto de lançamento
	Σ (mg/L)	Ponto (km)	Σ (mg/L)	Ponto (km)	Diferença (mg/L)
Demanda Bioquímica de Oxigênio (DBO)					
6,1	1382,2	1	756,4	56	130
24,3	3008	3	2067,4	15*	153
Oxigênio Dissolvido (OD)					
6,1	39,4	1	zero	3	33
24,3	160,5	3	zero	21	46

*Pontos a jusante acarretam violações até o final da extensão do rio Pardo.

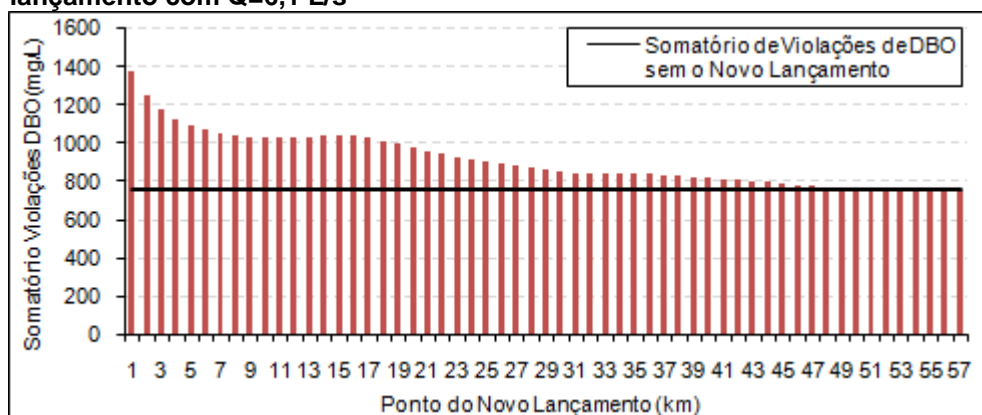
Tabela 12 - Número de trechos apresentando violações de DBO e OD no cenário 2030

Vazão do novo efluente (L/s)	Maior número de trechos		Menor número de trechos		Maior diferença - alteração 1 km do ponto de lançamento
	Nº trechos	Ponto (km)	Nº trechos	Ponto (km)	Diferença (mg/L)
Demanda Bioquímica de Oxigênio (DBO)					
6,1	365	31	266	56	9
24,3	452	8	423	15*	10
Oxigênio Dissolvido (OD)					
6,1	21	1	zero	3	15
24,3	85	9	zero	21	21

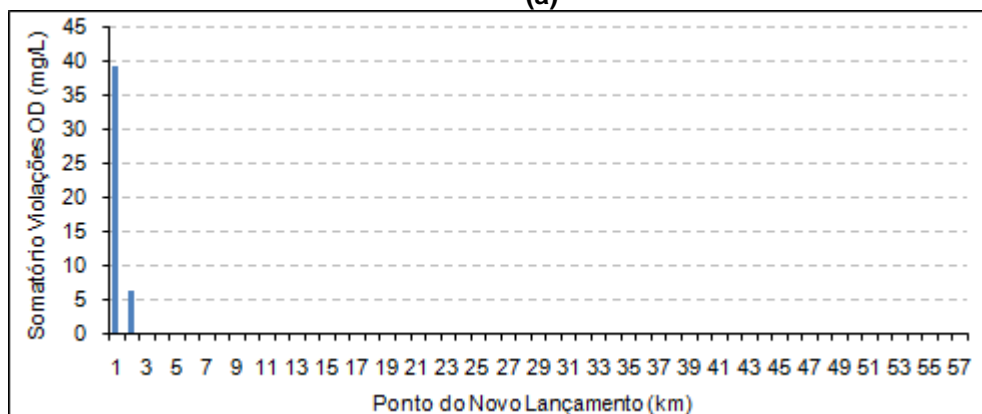
*Pontos a jusante acarretam violações até o final da extensão do rio Pardo.

A Figura 11 apresenta o somatório e o número de trechos com violações de DBO e OD para todos os pontos de lançamento analisados para um novo efluente com vazão de 6,1 L/s. A Tabela com os referidos valores, bem como a diferença ocasionada por cada mudança de ponto de lançamento é detalhada no APÊNDICE C.

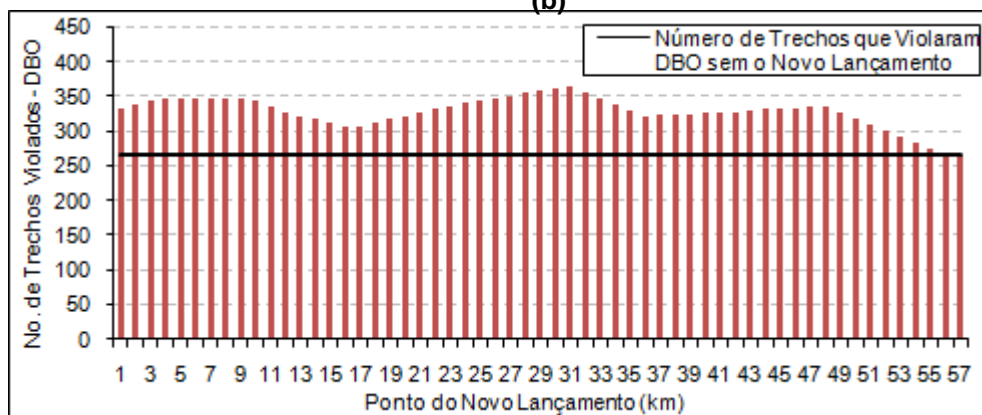
Figura 11 - Somatório e número de trechos com violações ao padrão Classe 2 para DBO (a e c) e OD (b e d) no rio Pardo, a cada novo ponto de lançamento, considerando os lançamentos existentes mais o novo lançamento com $Q=6,1$ L/s



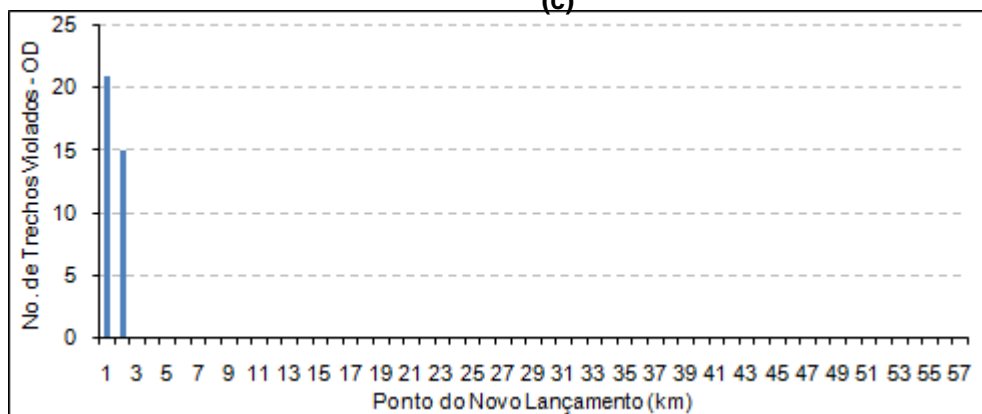
(a)



(b)



(c)



(d)

Para tal vazão, o somatório de violações de DBO varia de 1382,2 mg/L a 756,4 mg/L, sendo que este último corresponde à violação de DBO já existente no rio Pardo antes do novo lançamento (Tabela 11). O somatório de violações de DBO decai a medida que o novo lançamento ocorre à jusante, visto o aumento da vazão do rio Pardo.

Quando o novo lançamento aproxima-se do quilômetro 16,3, onde o rio Pardo recebe o aporte do efluente de Ibatiba, existe um aumento do somatório de violações de DBO, que também acontece quando o novo lançamento ocorre nas proximidades da entrada do efluente de Lúna, no quilômetro 35,9. Um lançamento próximo a outro efluente já existente acarreta acréscimo da concentração de DBO no corpo d'água ainda maior, visto que não houve tempo/distância para ocorrer autodepuração da primeira carga orgânica lançada, ocorrendo outro aporte de efluente em seguida. Percebe-se que o acréscimo é mais visível nas proximidades do efluente de Ibatiba, que além de estar à montante, possui maior carga orgânica que o efluente de Lúna.

O número de trechos apresentando violações ao padrão de DBO possui acréscimos e decréscimos ao longo da extensão do rio Pardo (Figura 11c), os quais são sumarizados na Tabela 13.

Tabela 13 - Comportamento do número de trechos apresentando violações de DBO com a alteração da localização do novo lançamento com vazão de 6,1 L/s

Trecho do ponto do novo lançamento (km)	Característica do número de trechos com violações de DBO	Motivo
1 a 9	Acréscimo	Diminuição da taxa de redução da matéria orgânica
9 a 16	Decréscimo	Entrada do tributário rio Pardinho
16 a 31	Acréscimo	Lançamento do efluente de Ibatiba
31 a 36	Decréscimo	Aumento da vazão de contribuição/Entrada do rio Pardinho
36 a 48	Acréscimo	Lançamento do efluente de Lúna
48 a 57	Decréscimo	Aumento da vazão de contribuição

Um novo lançamento até o quilômetro 9 acarreta em aumento do número de trechos apresentando violações pois mais à jusante que o lançamento é feito, menor a concentração de DBO no ponto do lançamento, fazendo com que a taxa de redução

de matéria orgânica seja menor, e assim, maior a distância necessária para que as concentrações de DBO no rio Pardo atendam ao padrão.

Quando o novo lançamento é feito nos trechos anteriores ao quilômetro 10, as concentrações de DBO voltam a atender ao padrão antes do quilômetro 16,3, ponto do emissário do efluente de Ibatiba. A partir do quilômetro 10, as concentrações de DBO ainda violam ao padrão quando ocorre o lançamento de Ibatiba. Tais concentrações ficam elevadas, devido ao novo lançamento e ao efluente de Ibatiba, até as proximidades da entrada do tributário do rio Pardinho, o qual acarreta aumento na vazão do rio Pardo. Dessa forma, como o novo lançamento vai sendo feito um quilômetro a frente, e as concentrações voltam a atender ao padrão na entrada do rio Pardinho, ou nas proximidades (menos do que um quilômetro), o número de trechos sofre tal decréscimo, entre os quilômetros 9 e 16, quando se altera a localização do novo lançamento para jusante.

O efluente de Ibatiba acarreta violações de DBO a partir do quilômetro 16,3. Sendo assim, a partir deste ponto já ocorrem violações de trecho e, o novo lançamento, caso feito neste intervalo (quilômetro 16 a 31), causa aumento nas concentrações de DBO, sendo necessária maior distância para voltarem a atender ao padrão. Dessa forma, o número de trechos com violações tende a aumentar, visto que iniciam no mesmo ponto (16,3 km) e estendem-se à jusante, a cada quilômetro a frente que o novo efluente é lançado.

As violações ocasionadas pelo lançamento do efluente de Ibatiba se esgotam com a entrada do tributário rio Pardinho (30,8 km). Um novo lançamento feito após a entrada do tributário rio Pardinho e à montante do lançamento de Lúna (quilômetros 31 e 36), acarreta decréscimos no número com violações a medida que ocorre à jusante, pois o novo lançamento varia um quilômetro à jusante, e as concentrações de DBO voltam a atender o padrão em distância menor que este intervalo.

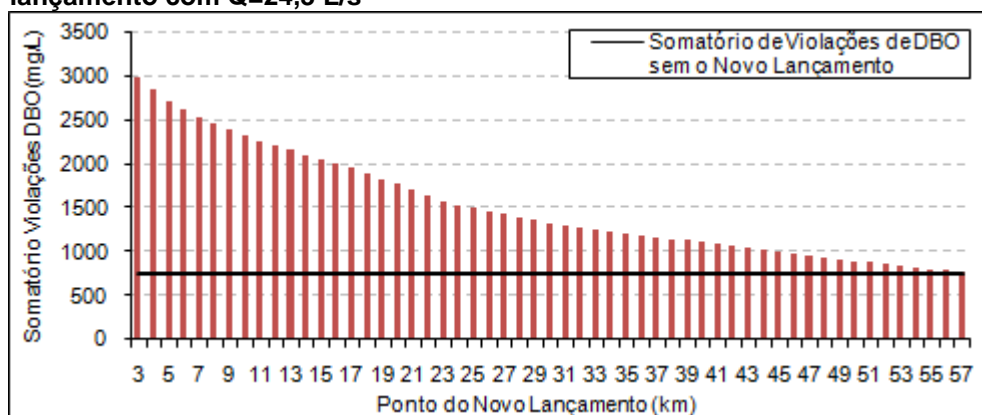
Como o efluente de Lúna é lançado no quilômetro 35,9, a partir desse ponto já ocorrem violações e, assim, a cada quilômetro a jusante que o novo lançamento é feito, as violações iniciam no mesmo ponto (lançamento de Lúna), porém alcançam trechos à jusante. Por isso, quando o novo lançamento ocorre entre os quilômetros 36 e 48 ocorrem acréscimos a medida que o lançamento é realizado a jusante.

O efluente do núcleo urbano de Ibatiba ocasiona violações entre os quilômetros 16,3 e 30,8, onde ocorre a entrada do rio Pardinho. O lançamento de Lúna gera violações entre os trechos 35,9 e 48. Quando o novo lançamento é feito a partir do quilômetro 48, as concentrações de DBO voltam a ser atendidas entre os quilômetros 55 e 55,8. Dessa forma, o novo lançamento é feito um ou mais quilômetros à jusante, e as concentrações voltam a atender ao padrão neste intervalo (entre os quilômetros 55 e 55,8), acarretando menor número de trechos com violações, a cada ponto a jusante que é feito o lançamento.

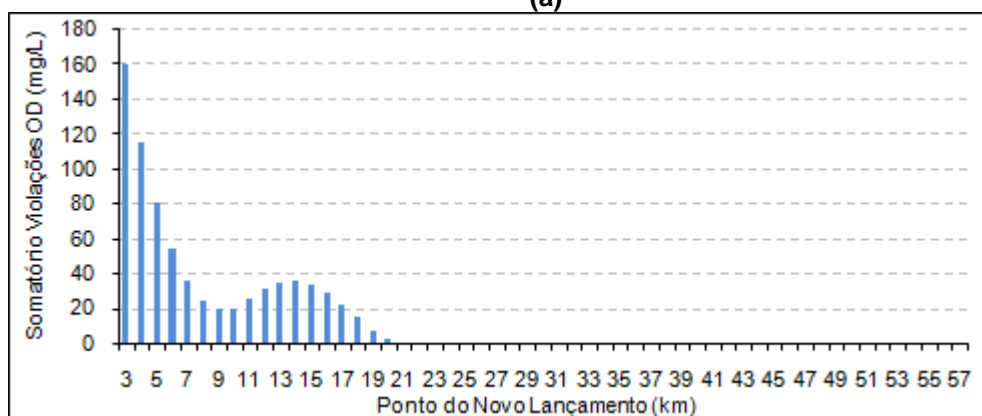
Quanto às violações de OD, percebe-se pelas Figuras 11b e 11d que quando ocorre um novo lançamento nos quilômetros 1 e 2, as concentrações de OD ficam abaixo do padrão estabelecido pela Resolução CONAMA nº 357/2005. Entretanto, a partir do quilômetro 3, um novo lançamento com carga orgânica de 2440 mg/s pode ser realizado sem que ocorram violações ao padrão de oxigênio dissolvido.

A Figura 12 apresenta o somatório e o número de trechos apresentando violações de DBO e OD para uma vazão de 24,3 L/s do novo lançamento. A Tabela com tais valores e a diferença ocasionada por cada mudança de ponto de lançamento é detalhada no APÊNDICE C.

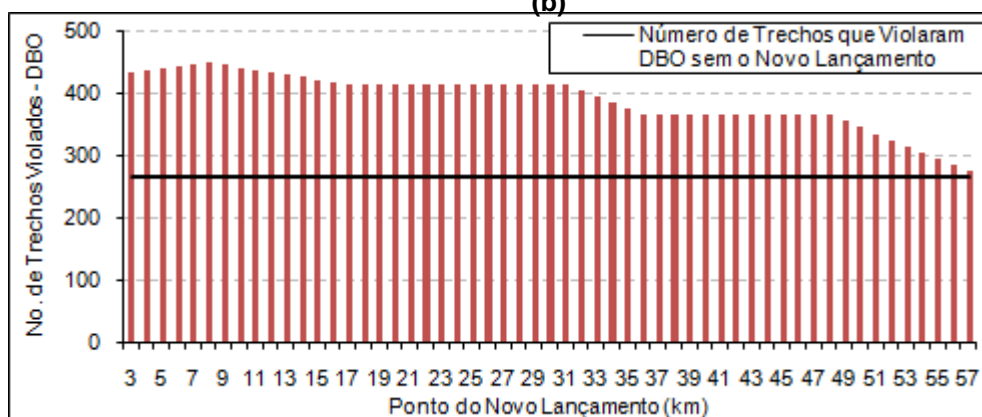
Figura 12 - Somatório e número de trechos com violações ao padrão Classe 2 para DBO (a e c) e OD (b e d) no rio Pardo, a cada novo ponto de lançamento, considerando os lançamentos existentes mais o novo lançamento com $Q=24,3$ L/s



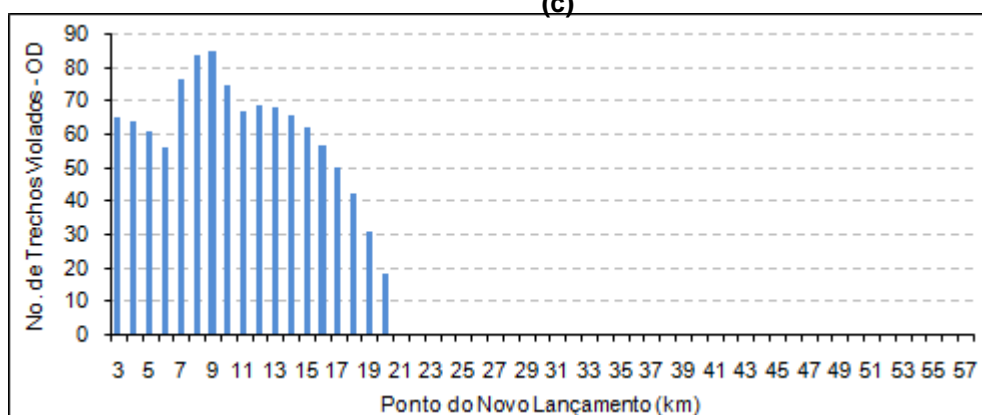
(a)



(b)



(c)



(d)

Com um despejo de carga orgânica de 9720 mg/s, o novo lançamento pode ser realizado até o quilômetro 15 de forma que as concentrações de DBO consigam voltar a atender aos padrões dentro da extensão do corpo d'água. Um novo lançamento realizado após o quilômetro 15 ocasiona violações de DBO até o final da extensão do corpo d'água, e por isso ocorrem reduções no somatório de violações de DBO a cada ponto à jusante. Assim, na Tabela 11, o menor somatório e número de trechos inseridos para DBO refere-se ao quilômetro 15. Posterior a este ponto, a influência da localização é impactada pela extensão do corpo d'água.

O somatório de violações de DBO, com a mudança do ponto de lançamento do quilômetros 3 para o 15, é alterado de 3008 mg/L para 2067,4 mg/L (Tabela 11). É importante ressaltar que o novo lançamento foi considerado a partir do quilômetro 3, para garantir as condições de aerobiose preestabelecidas (Tabela 10). Comparando as alterações no somatório de DBO devido a mudança da localização do efluente de carga 9720 mg/s com o lançamento de carga 2440 mg/s, percebe-se que não ocorrem acréscimos nas proximidades dos lançamentos de Ibatiba e Iúna.

O comportamento do número de trechos apresentando violações de DBO, com a alteração da localização do novo lançamento ao longo do rio Pardo (Figura 12c), é semelhante àquele quando o lançamento apresenta carga orgânica de 2440 mg/L, conforme sumarizado na Tabela 14.

Tabela 14 - Comportamento do número de trechos apresentando violações de DBO com a alteração da localização do novo lançamento com vazão de 24,3 L/s

Trecho do ponto do novo lançamento	Característica do número de trechos com violações de DBO	Motivo
3 a 8	Acréscimo	Diminuição da taxa de redução da matéria orgânica
8 a 16	Decréscimo	Aumento da vazão de contribuição

O acréscimo entre os quilômetros 3 e 8 decorre da redução da concentração de DBO no corpo d'água, a medida que o lançamento é feito à jusante e, assim, a taxa de redução da matéria orgânica é menor e as violações estendem-se ao longo do corpo hídrico. Entre os pontos de lançamento 8 e 16 ocorre decréscimo do número de trechos com violações, visto que o novo lançamento é alterado quilômetro a quilômetro, porém as violações não avançam em tamanha magnitude. Quando o novo lançamento ocorre a partir do quilômetro 16, as violações de DBO vão até o

último trecho do rio Pardo e, assim como já citado, a análise é limitada pela extensão do corpo d'água.

Quanto às violações de OD, percebe-se pela Figura 12 e Tabela 10, que estas ocorrem quando o novo lançamento é feito até o quilômetro 20. Lançamento à jusante não acarreta violações ao padrão estabelecido pela Resolução CONAMA nº 357/2005 para oxigênio dissolvido. As maiores violações correspondem ao somatório 161 mg/L, quando o novo lançamento é feito no quilômetro 3, e ocorrem 85 trechos com violações quando o lançamento é realizado no quilômetro 9 (Tabela 12).

O somatório de violações de OD sofre decréscimo até o quilômetro 10, a medida que a localização do novo lançamento é alterada a jusante, visto que ocorre aumento de vazão e decréscimo das concentrações de DBO. Conforme o novo lançamento vai se aproximando da entrada do efluente de Ibatiba, ocorre um acréscimo no somatório de violações de OD, o qual, a partir do quilômetro 15, volta a sofrer decréscimo, uma vez que a entrada do tributário ribeirão São José, no quilômetro 23,4, auxilia no aumento de vazão, e das concentrações de oxigênio dissolvido. A maior diferença no somatório de violações de OD, devido a alteração da localização do novo lançamento em um quilômetro foi 46 mg/L quando o novo efluente passa do quilômetro 3 para o quilômetro 4 (Tabela 11).

O número de trechos com violações de oxigênio dissolvido é menor quando o novo lançamento é feito nos trechos iniciais, entre os quilômetros 3 e 6, uma vez que, as baixas concentrações de OD são decorrentes apenas do novo lançamento. Entretanto, quando o novo efluente é lançado entre os quilômetros 7 e 10, existem violações decorrentes do novo lançamento, e do lançamento do efluente de Ibatiba (quilômetro 16,3), o qual é responsável por reduzir ainda mais as concentrações de OD. Caso o novo lançamento seja feito nos trechos subsequentes, tem-se um decréscimo do número de trechos apresentando violações, uma vez que as concentrações de OD aumentam com a entrada do tributário ribeirão São José e, assim, o novo lançamento é feito, quilômetro a quilômetro a jusante, e as violações deixam de ocorrer no mesmo trecho.

A alteração da localização do novo lançamento, para as duas cargas orgânicas analisadas, provocou variações nas violações de OD e DBO. A magnitude do

somatório de violações sofre alterações de acordo com a carga orgânica do novo lançamento. O somatório de violações de DBO varia da ordem de 1400 mg/L para 3000 mg/L, quando as cargas orgânicas variam de 2440 mg/s para 9720 mg/s. Ressalta-se que os pontos iniciais de lançamento considerados são diferentes para as duas cargas, com objetivo de considerar condições aeróbias.

Com relação às violações de OD, a alteração da localização do novo ponto de lançamento influencia no atendimento ou não ao padrão ambiental. Para ambas cargas orgânicas analisadas no presente trabalho, existem pontos de lançamento para o novo emissário de efluente, nos quais descargas não acarretariam violações ao padrão ambiental de OD, na extensão do rio Pardo.

6.2.2 Eficiência de remoção de DBO requerida pelo novo lançamento - Função objetivo I

A bacia hidrográfica do rio Pardo apresenta violações aos padrões de qualidade de água devido ao lançamento dos efluentes brutos. Para analisar a influência da localização de um novo efluente na obtenção de sua eficiência de tratamento foi considerado que os efluentes de Ibatiba, Irupi, Iúna, Nossa Senhora das Graças e Santíssima Trindade estivessem tratados com eficiências preestabelecidas.

A fim de obter as eficiências de tratamento dos efluentes já existentes na bacia do rio Pardo de forma que as concentrações de oxigênio dissolvido e demanda bioquímica de oxigênio atendessem aos padrões estabelecidos pela Resolução CONAMA 357/2005, para Classe 2 de enquadramento, foi utilizado o modelo de qualidade de água implementado no ambiente Matlab de forma conjunta com o método de otimização, Algoritmo Genético, no mesmo ambiente. Neste primeiro cenário foi utilizada a função objetivo I, explicitada na Seção 5.5, a qual tem como característica a minimização do somatório das eficiências.

O Algoritmo Genético, por constituir uma técnica metaheurística de otimização, não garante que o resultado encontrado seja necessariamente o ótimo global. Dessa forma, a simulação foi feita no mínimo 5 vezes, de forma a obter resultados próximos, e assim, garantir que o ótimo global, ou resultado próximo a este, fosse obtido. A Tabela 15 apresenta as eficiências obtidas com a minimização de

somatório de eficiências. As Figuras 13 e 14 mostram os perfis de concentração de OD e DBO do rio Pardo e de seus tributários, após consideração das eficiências de tratamento estimadas com uso da função objetivo I.

Tabela 15 - Eficiências de remoção de DBO obtidas pela função objetivo I

Efluente	Eficiência de remoção de DBO (%)
Ibatiba	84,3
Irupi	81,4
Iúna	19,1
Santíssima Trindade	0
Nossa Senhora das Graças	0
Somatório	184,8

Figura 13 - Perfis de concentração de OD e DBO do rio Pardo (a) e ribeirão São José (b) considerando as eficiências obtidas por meio da função objetivo I

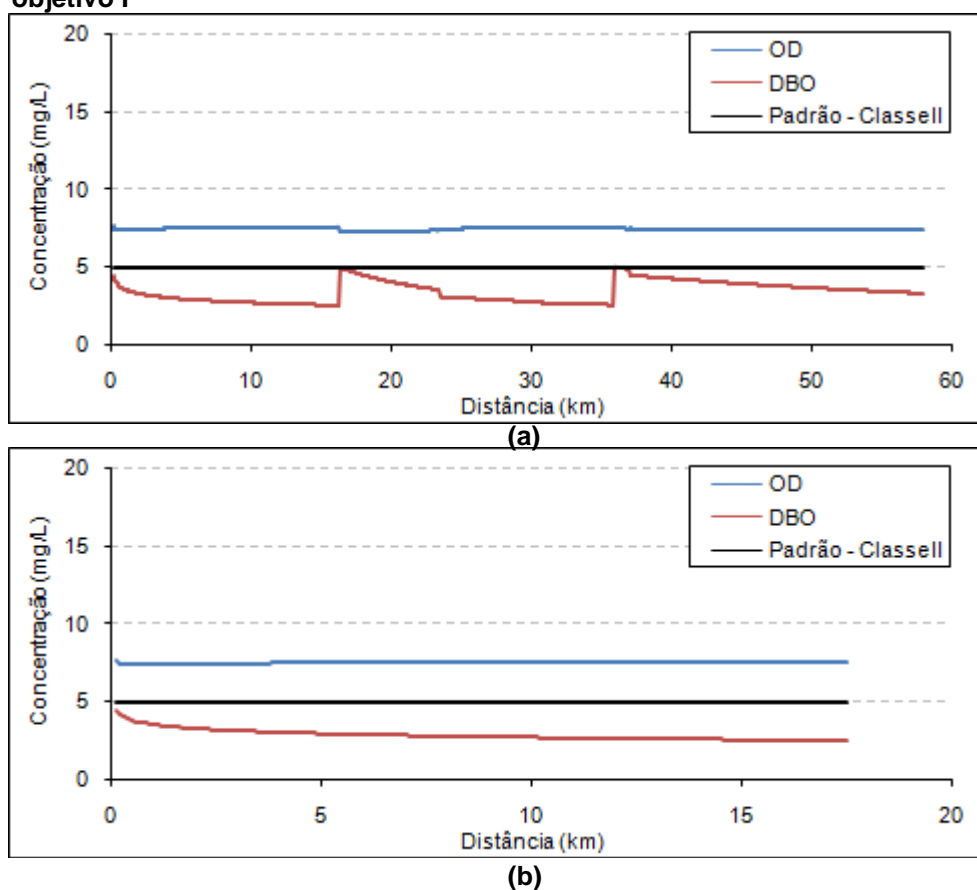
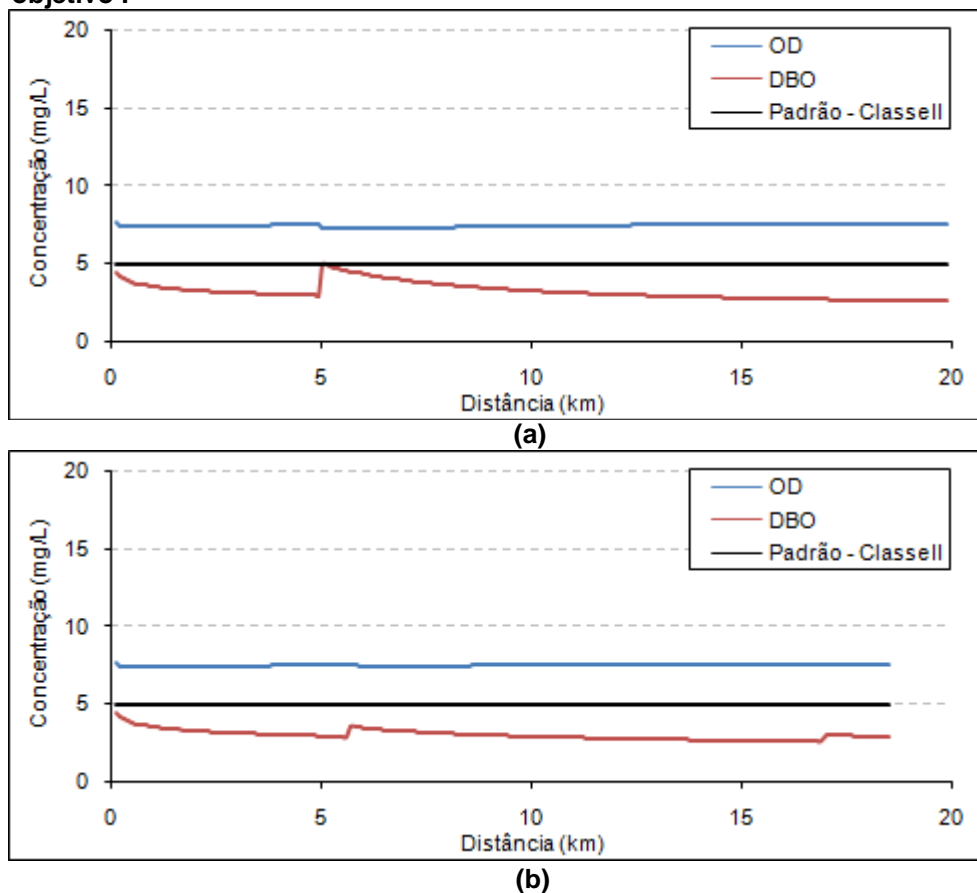


Figura 14 - Perfis de concentração de OD e DBO do rio Pardinho (a) e ribeirão da Perdição (b) considerando as eficiências obtidas por meio da função objetivo I



A partir da obtenção das eficiências de tratamento para os atuais efluentes lançados, com a incorporação de um novo lançamento no rio Pardo, analisou-se como a alteração do ponto deste lançamento influenciaria na correspondente eficiência de tratamento. Foram consideradas as duas vazões de lançamento, com diferentes cargas orgânicas, 2440 mg/s e 9720 mg/s.

A Figura 15 apresenta as eficiências obtidas com a alteração da localização do novo lançamento, com diferentes vazões, e a Tabela 16 apresenta um resumo das eficiências obtidas. Todas as eficiências obtidas, bem como a redução da eficiência devido a mudança do ponto de lançamento a cada quilômetro, estão apresentadas no APÊNDICE D.

Figura 15 - Eficiência de remoção de DBO necessária para atender ao padrão Classe 2, de um novo lançamento com $Q=6,1$ L/s (a) e $Q=24,3$ L/s (b), a cada trecho do rio Pardo, considerando os lançamentos existentes mais o novo lançamento

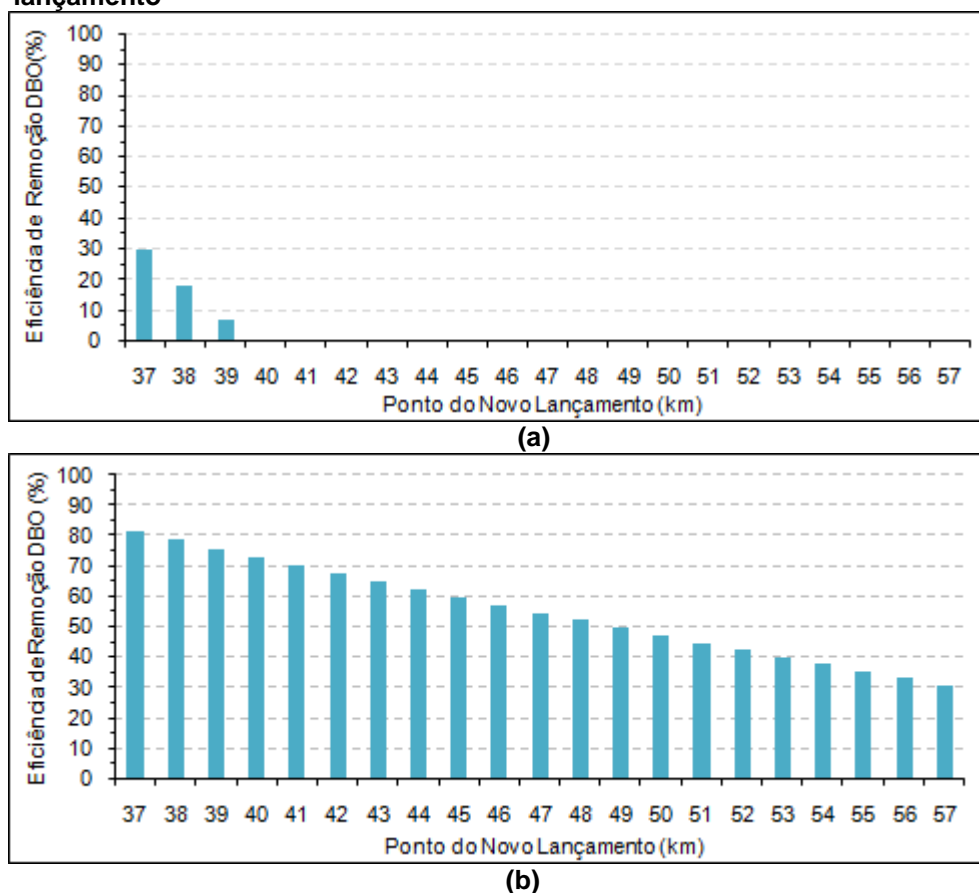


Tabela 16 - Resumo das eficiências obtidas com a alteração da localização do novo lançamento

Vazão do novo lançamento (L/s)	Maior eficiência de remoção de DBO		Maior diferença de eficiência na alteração da localização do lançamento em 1 km		
	Ponto (km)	ER (%)	Diferença (%)	Entre pontos (km)	Motivo
6,1	37	29,4	11,4	37 e 38	Aumento da vazão de contribuição
24,3	37	81,4	2,9	37 e 38	Aumento da vazão de contribuição

Na Figura 15 e na Tabela 16 é possível observar que, para ambas cargas orgânicas analisadas, o novo lançamento apenas pode ser feito a partir do quilômetro 37, para que as condições estabelecidas pelos padrões ambientais para OD e DBO sejam atendidas. Mesmo que o novo lançamento possua tratamento com a eficiência máxima considerada (95%), ocorrerão violações ao padrão caso o novo lançamento seja feito em pontos à montante.

Quando a vazão do novo lançamento é 6,1 L/s, Figura 15a, o efluente pode ser lançado bruto a partir do quilômetro 40. A alteração de localização faz com que a eficiência de tratamento modifique de 29,4%, quando o novo lançamento é feito no quilômetro 37, para 6,8%, quando o novo emissário ocorre no quilômetro 39.

Para a vazão 24,3 L/s, Figura 15b, o novo emissário de efluente necessita de tratamento para qualquer ponto lançado à jusante do quilômetro 37. A alteração da localização do novo lançamento por uma distância de um quilômetro provoca uma diferença de 2,9% na eficiência de tratamento, quando lançado no quilômetro 37 (81,4%) ou no 38 (78,6%). De forma geral, as eficiências de tratamento variam de 81,4% (quilômetro 37) a 30,8% (quilômetro 57), como detalhado no APÊNDICE D.

Quanto menor a carga orgânica lançada pelo novo efluente, menor a eficiência necessária, e ao mesmo tempo, maior a influência da alteração da localização na eficiência do novo lançamento. No caso, quando o efluente apresenta carga orgânica 2440 mg/s, a alteração de um quilômetro do ponto de lançamento ocasiona uma diferença de 11,4% na eficiência de tratamento. Ao mesmo tempo, quando a carga orgânica do novo lançamento é de 9720 mg/s, alterando um quilômetro na localização do novo lançamento, tem-se uma máxima diferença de 2,9% na eficiência de remoção de DBO.

6.2.3 Eficiência de remoção de DBO requerida pelo novo lançamento - Função objetivo II

Da mesma forma que para a função objetivo I, o uso conjunto do modelo de qualidade de água implementado no ambiente do Matlab, e o algoritmo genético, determinado pela função objetivo II, possibilitou estabelecer as eficiências de tratamento dos efluentes existentes na bacia hidrográfica do rio Pardo. Foram utilizados os mesmos parâmetros e constantes cinéticas, explicitados nas seções 5.2 e 5.4, e restrições de atendimento aos padrões de OD e DBO, estabelecidos pela Resolução CONAMA nº 357/2005.

Como o algoritmo genético corresponde a uma técnica metaheurística de otimização, para garantir que o conjunto de eficiências representasse a menor inequidade, ou próximo a este ótimo global, foram realizadas no mínimo cinco

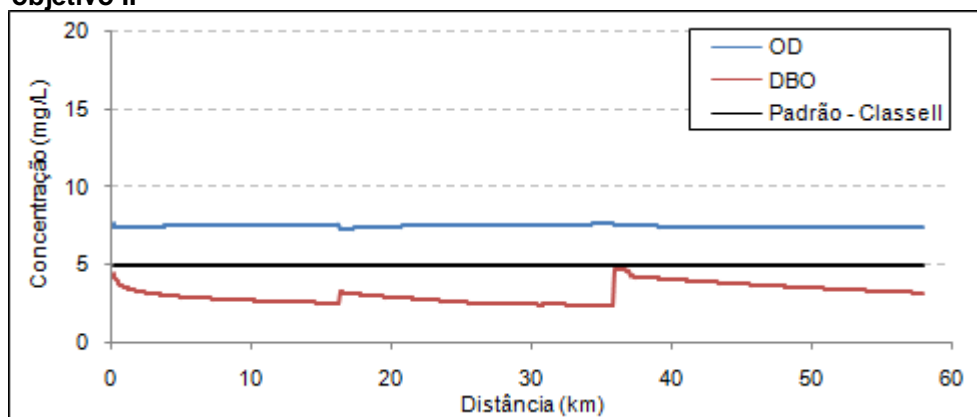
simulações. Adicionalmente, foi considerado o intervalo de 1 a 95% para as eficiências dos sistemas de tratamento.

A partir da Tabela 17, pode-se notar que o uso da função objetivo II proporciona maiores eficiências de tratamento para os efluentes, quando comparadas ao uso da função objetivo I, como modelo de otimização. Com as eficiências obtidas, construiu-se, por meio do modelo de qualidade de água, os perfis de concentração de OD e DBO para o rio principal e seus tributários, como apresentado nas Figuras 16 e 17.

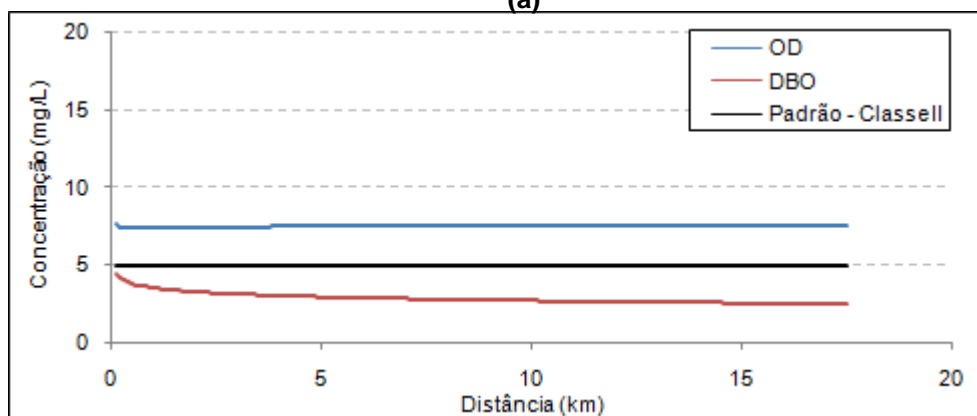
Tabela 17 - Eficiências de remoção de DBO obtidas pela função objetivo II

Efluente	Eficiência de remoção de DBO (%)
Ibatiba	95
Irupi	82,9
Lúna	21,9
Santíssima Trindade	4,6
Nossa Senhora das Graças	3,1
Somatório	207,5

Figura 16 - Perfis de concentração de OD e DBO do rio Pardo (a) e ribeirão São José (b) considerando as eficiências obtidas por meio da função objetivo II

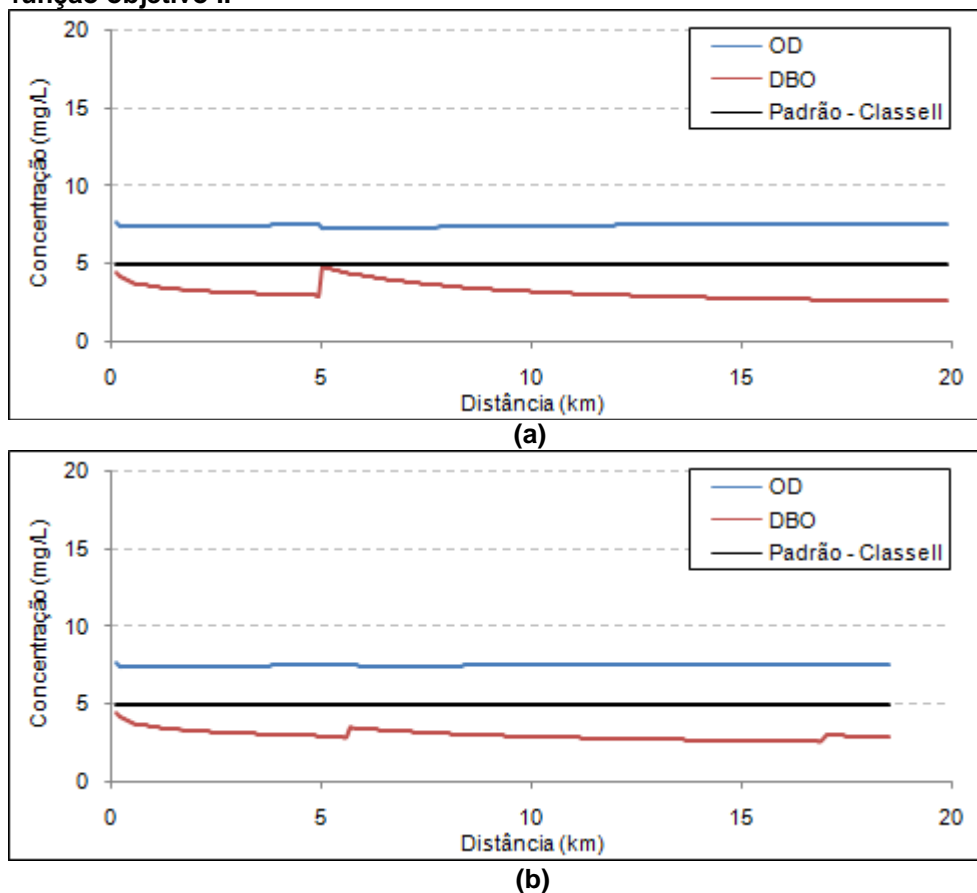


(a)



(b)

Figura 17 - Perfis de concentração de OD e DBO do rio Pardinho (a) e ribeirão da Perdição (b) considerando as eficiências obtidas por meio da função objetivo II



Os perfis de concentração de OD e DBO mostram que, como as eficiências obtidas com a função objetivo II são maiores, as concentrações, principalmente de DBO, ficam mais distantes dos padrões ambientais. As concentrações de DBO ficam menores nos pontos de lançamento dos efluentes, quando comparadas com àquelas obtidas quando aplicadas as eficiências obtidas por meio da função objetivo I. Dessa forma, utilizando a minimização da inequidade dos sistemas de tratamento, existe uma maior "folga" na bacia hidrográfica do rio Pardo para um novo lançamento de efluente.

Estabelecidas as eficiências de tratamento dos efluentes já existentes na bacia hidrográfica, determinou-se a eficiência de tratamento mínima requerida do novo efluente para cada ponto de lançamento, a fim de verificar a influência da localização na obtenção desta. Considerou-se duas possíveis vazões para o novo lançamento, 6,1 L/s e 24,3 L/s, ambas com concentração 400 mg/L.

A Figura 18 apresenta as eficiências de tratamento requeridas para o novo emissário de efluente para cada ponto de lançamento analisado, assim como, para as respectivas vazões de lançamento consideradas. A Tabela 18 sumariza os resultados apresentados na Figura 18. Os valores das eficiências de tratamento requeridas para cada ponto de lançamento, bem como a diferença ocasionada pela alteração de cada quilômetro na disposição do efluente são apresentados no APÊNDICE E.

Figura 18 - Eficiência de remoção de DBO necessária para atender ao padrão Classe 2, de um novo lançamento com $Q=6,1$ L/s (a) e $Q=24,3$ L/s (b), a cada trecho do rio Pardo, aplicando a função objetivo II para os cinco lançamentos existentes mais o novo lançamento

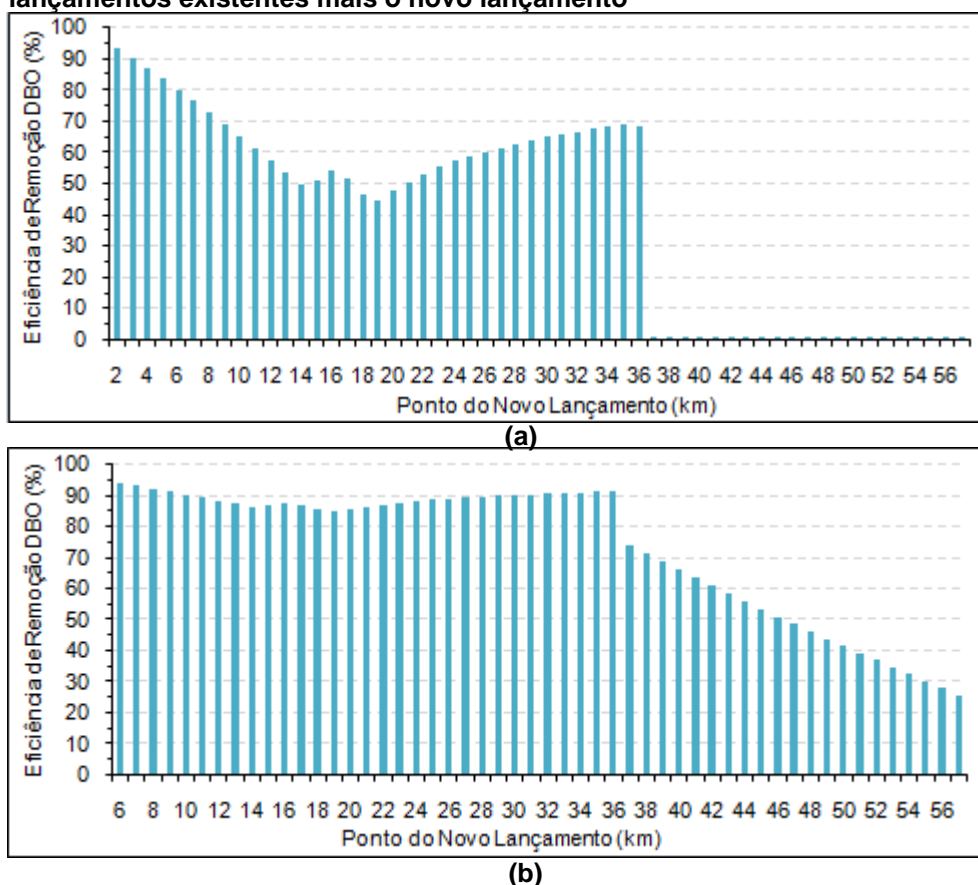


Tabela 18 - Resumo das eficiências obtidas com a alteração da localização do novo lançamento

Vazão do novo lançamento (L/s)	Maior eficiência de remoção de DBO		Maior diferença de eficiência na alteração da localização do lançamento em 1 km		
	Ponto (km)	ER (%)	Diferença (%)	Entre pontos (km)	Motivo
6,1	2	93,6	67,4	36 e 37	Entrada do tributário ribeirão da Perdição
24,3	6	94,1	16,9	36 e 37	Entrada do tributário ribeirão da Perdição

A partir da Figura 18 pode ser observado que para uma vazão de 6,1 L/s o novo lançamento pode ser realizado a partir do quilômetro 2, considerando o intervalo de eficiência estabelecido (1 a 95%). Aumentando a vazão do novo lançamento para 24,3 L/s, o novo efluente pode ser lançado a partir do quilômetro 6.

Pela Figura 18a, a qual apresenta o efluente com carga orgânica de 2440 mg/s, é possível perceber que a cada quilômetro a jusante que o novo efluente é lançado, menor a eficiência de tratamento requerida. A diferença da eficiência de remoção de DBO para a alteração de um quilômetro do lançamento varia de 3 a 4% (APÊNDICE E). Ao alcançar as proximidades do efluente de Ibatiba, ocorre um pequeno acréscimo na eficiência de tratamento requerida.

A partir do quilômetro 19, ocorre um acréscimo na eficiência do novo lançamento para cada quilômetro a jusante em que este é realizado, até o ponto de lançamento do efluente de Lúna. Como apresentado na Figura 16a, a concentração de DBO no ponto de lançamento de Lúna, após a aplicação da eficiência obtida com a função objetivo II, fica próxima ao padrão, e assim, não existe "folga" para um novo lançamento, o que justifica esse acréscimo na eficiência a medida que este se aproxima do lançamento de Lúna. Com a entrada do tributário ribeirão da Perdição, no quilômetro 37, a eficiência decresce 67,4 %, e o novo efluente requer tratamento de apenas 1%, valor mínimo estabelecido para o intervalo de eficiência. O valor de 1% foi estabelecido apenas devido à forma da função objetivo II. Sendo assim, o novo efluente poderia ser lançado sem tratamento a partir desse ponto.

Quando a vazão do novo lançamento é 24,3 L/s, o comportamento apresentado para a eficiência de remoção de DBO com a alteração da localização do lançamento é similar à vazão anteriormente testada, correspondendo, entretanto, a maiores magnitudes nas eficiências. Inicialmente ocorre um decréscimo, com uma diferença de cerca de 1%, para cada quilômetro a jusante que o lançamento é realizado, até chegar nas proximidades do efluente de Ibatiba, onde ocorre um acréscimo. Posteriormente, até o lançamento de Lúna ocorrem acréscimos na eficiência, e com a entrada do tributário ribeirão da Perdição o novo efluente pode ser lançado com uma menor eficiência, sendo uma diferença de 16,9%, entre o lançamento no quilômetro 36 ou 37. A partir do quilômetro 37, cada ponto à jusante que o novo efluente é lançado, menor a eficiência requerida.

A alteração da localização do novo lançamento em apenas um quilômetro pode ocasionar numa variação de 4% na eficiência de tratamento, quando não existe a influência de um tributário, ou de até 67,4%, quando o lançamento altera a localização de um ponto anterior para outro posterior a entrada de um tributário, para as vazões analisadas. Além disso, a vazão do novo lançamento é determinante ao analisar a influência da localização na eficiência de remoção de DBO. Como observado nas simulações feitas, menor a vazão do novo lançamento, maior a influência da localização na eficiência do sistema de tratamento.

De forma geral, percebe-se que ao alterar a função objetivo de somatório de eficiências (função objetivo I) para minimização de inequidade (função objetivo II), o novo lançamento pode ser realizado em pontos à montante que, anteriormente, nem mesmo com a máxima eficiência estabelecida (95%) atenderiam aos padrões de OD e DBO do corpo d'água.

6.2.4 Eficiências de remoção de DBO requeridas pelo conjunto de efluentes - Função objetivo I

Partindo do fato que nenhum dos efluentes lançados passam por tratamento, e buscando verificar como a mudança do ponto de lançamento de um efluente influencia na obtenção das eficiências de tratamento do conjunto de efluentes, esta seção apresenta os resultados referentes à aplicação conjunta do modelo de qualidade de água e do método de otimização na bacia hidrográfica do Pardo, considerando a minimização do somatório das eficiências (função objetivo I).

Dessa forma, foram aplicados modelo de qualidade de água implementado no ambiente do Matlab juntamente com o Algoritmo Genético determinado pela função objetivo I, no mesmo ambiente. O novo lançamento foi alterado quilômetro a quilômetro, e a cada novo ponto de lançamento foi aplicado o modelo de qualidade de água junto ao AG, de forma a obter o menor somatório de eficiências. Essa análise foi feita considerando as duas vazões para o novo lançamento: 6,1 L/s e 24,3 L/s. É importante destacar que, para cada novo ponto de lançamento e cada vazão analisada, a simulação foi feita no mínimo cinco vezes, de forma a garantir que o ótimo global, ou resultado próximo a este fosse obtido.

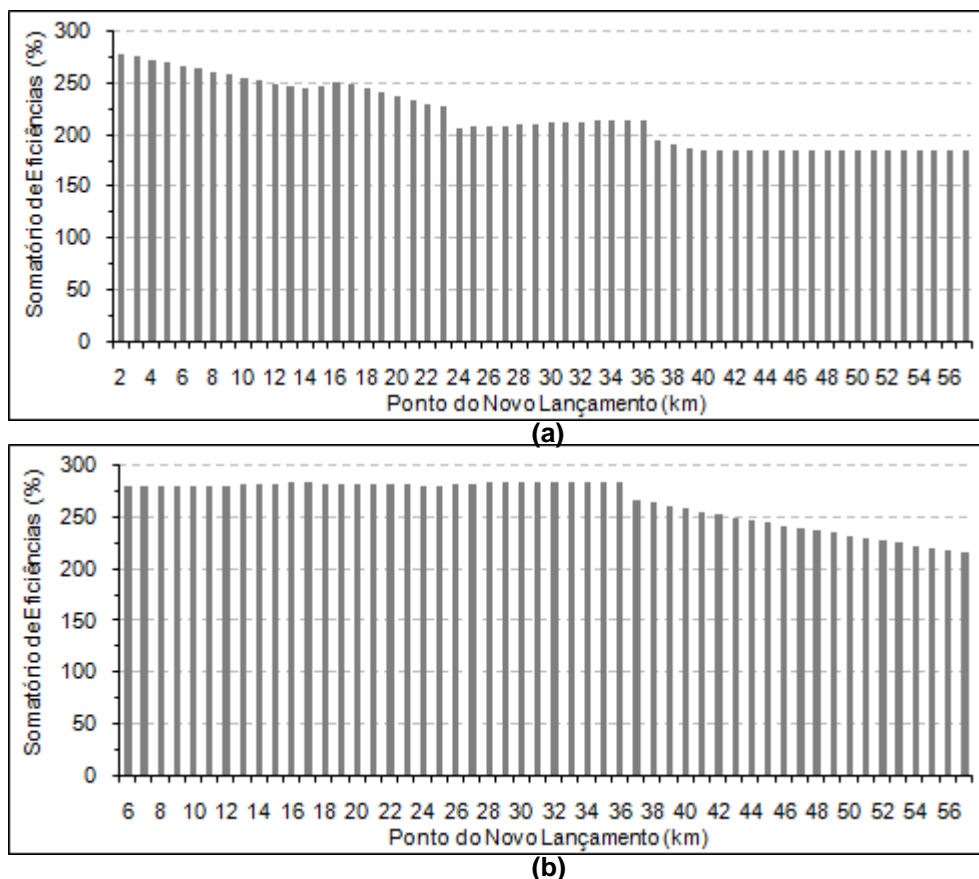
Para as duas vazões analisadas, e para qualquer ponto do novo lançamento na extensão do rio Pardo, considerando a função objetivo I, os efluentes de Nossa Senhora das Graças e Santíssima Trindade, apresentaram eficiências iguais ou muito próximas a zero. Sendo assim, tais efluentes podem ser lançados brutos no ribeirão da Perdição, de forma a não ocasionar violações na bacia hidrográfica do rio Pardo, considerando o conjunto de eficiências de tratamento obtidas para os outros efluentes. Por esse motivo, as Figuras 20 e 21 não apresentam os efluentes de Nossa Senhora das Graças e Santíssima Trindade, visto que no somatório de eficiências os valores obtidos para tais efluentes foi zero.

A Figura 19, apresenta o somatório das eficiências para os seis emissários de efluentes, com as duas diferentes cargas orgânicas consideradas para o novo lançamento. A Tabela 19 apresenta um resumo dos somatórios de eficiências obtidas com a aplicação da função objetivo I, para todos os possíveis pontos de lançamento do novo efluente ao longo da extensão do rio Pardo.

Tabela 19 - Resumo do somatório das eficiências obtidas pelo uso da função objetivo I para o conjunto de efluentes alterando a localização do novo lançamento

Vazão do novo lançamento (L/s)	Primeiro ponto que pode ocorrer o novo lançamento (km)	Maior somatório de eficiências		Menor somatório de eficiências		Maior diferença no somatório devido a alteração da localização em 1 km	
		Ponto (km)	Σ (%)	Ponto (km)	Σ (%)	Entre pontos (km)	Diferença (%)
6,1	2	2	278,6	40	184,8	23 e 24	20,7
						36 e 37	20,7
24,3	6	35	284,4	57	215,6	36 e 37	17,8

Figura 19 - Somatório de eficiências de remoção de DBO necessárias para atender ao padrão Classe 2, na bacia hidrográfica do rio Pardo, considerando um novo lançamento a cada trecho do rio Pardo, com $Q=6,1$ L/s (a) e $Q=24,3$ L/s (b), aplicando a função objetivo I para os cinco lançamentos existentes mais o novo lançamento



A partir da Figura 19a e da Tabela 19, percebe-se que, quando a vazão do novo efluente é 6,1 L/s, o lançamento pode ocorrer a partir do quilômetro 2, de forma a atender aos padrões ambientais de OD e DBO, e, considerando a eficiência máxima de 95% de tratamento estabelecida, enquanto que para uma vazão de 24,3 L/s o lançamento pode ocorrer a partir do quilômetro 6.

Ao considerar a vazão do novo lançamento de 6,1 L/s (Figura 19a), observa-se que o somatório de eficiências sofre um decréscimo a medida que o novo lançamento é feito quilômetro a quilômetro à jusante, até às proximidades do efluente de Ibatiba, onde ocorre um pequeno acréscimo. A entrada do ribeirão São José, no quilômetro 23,4, faz com que ocorra um decréscimo maior, ocasionando uma diferença no somatório de eficiências de 20,7%, quando o novo efluente altera sua localização do quilômetro 23 para o 24. Posteriormente, com a entrada do tributário ribeirão da Perdição, ocorre outro decréscimo no somatório de eficiências, ocasionando

também uma diferença de 20,7%, entre o lançamento ser realizado no quilômetro 36 ou 37.

Com uma vazão de 24,3 L/s do novo efluente tais variações no somatório, devido à mudança da localização, são reduzidas. Pode ser observado na Figura 19b que entre os pontos de lançamento 6 e 36 ocorrem pequenas alterações nos somatórios de eficiências, ocorrendo maiores alterações apenas após o quilômetro 36.

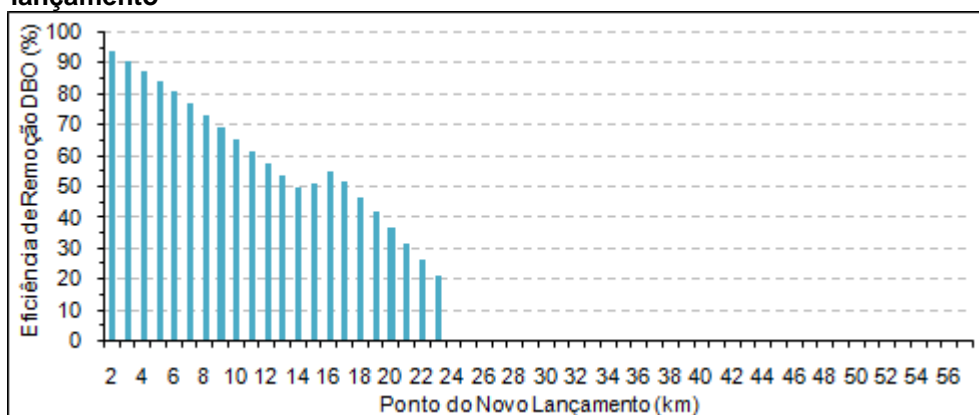
A Tabela 20 mostra a variação das eficiências de tratamento requeridas pelos efluentes com a mudança da localização de um lançamento. As eficiências de tratamento obtidas para cada efluente em todos os pontos de lançamento considerados para o novo efluente, bem como o somatório destas, de ambas vazões analisadas, são apresentados no APÊNDICE F.

Tabela 20 - Variação das eficiências de tratamento requeridas para o conjunto de efluentes pelo uso da função objetivo I

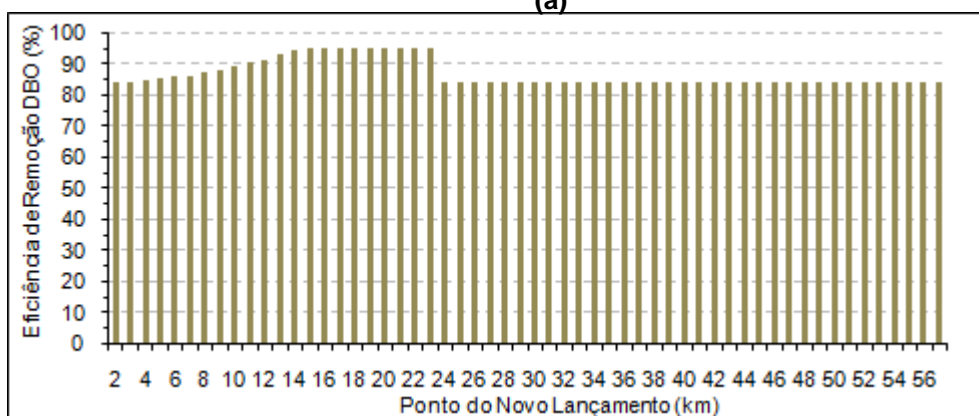
Eficiência	Ibatiba	Irupi	Iúna	S. Trindade	N. S. Graças	Novo
Q = 6,1 L/s						
Maior (%)	95	81,5	49	0	0	93,8
Menor (%)	84,3	81,4	18,8	0	0	0
Q = 24,3 L/s						
Maior (%)	94,5	81,6	49,3	0	0	95
Menor (%)	84,3	81,4	18,1	0	0	30,8

A Figura 20 apresenta as eficiências obtidas para o novo lançamento, e os efluentes de Ibatiba, Irupi, Iúna, considerando um novo lançamento com vazão de 6,1 L/s, correspondendo aos somatórios de eficiências apresentados na Figura 19a.

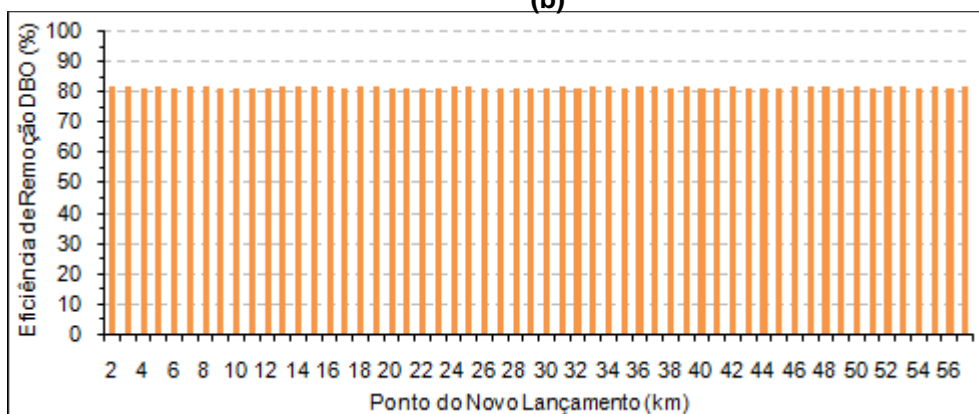
Figura 20 - Eficiência de remoção de DBO requerida pelo novo lançamento com $Q=6,1$ L/s (a), e os efluentes de Ibatiba (b), Irupi (c) e Iúna (d), aplicando a função objetivo I para os cinco lançamentos existentes mais o novo lançamento



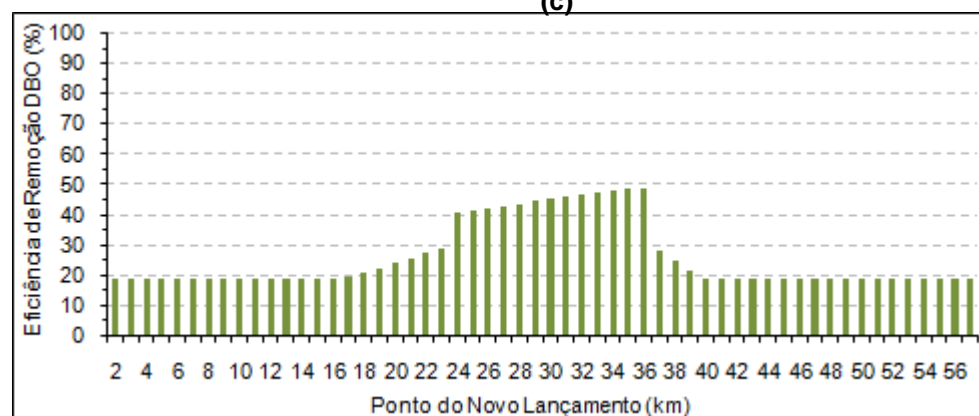
(a)



(b)



(c)



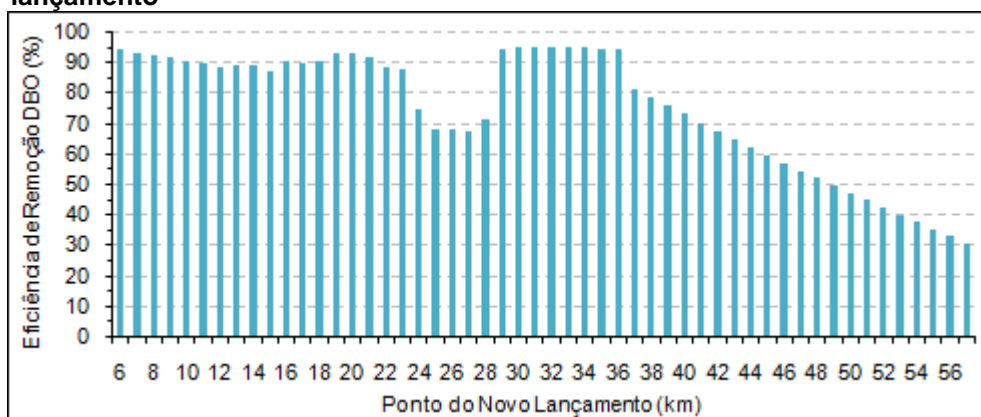
(d)

A partir da Figura 20a, é possível notar que cada quilômetro à jusante em que é realizado o novo lançamento, menor a eficiência de tratamento, ao mesmo tempo que a eficiência requerida para o efluente de Ibatiba (Figura 20b) sofre um acréscimo. Quando o novo lançamento é realizado nas proximidades do efluente de Ibatiba, ocorre um acréscimo da eficiência de remoção de DBO requerida, o que ocasiona um acréscimo também no somatório de eficiências (Figura 19a). Contudo, a partir do quilômetro 24, após a entrada do tributário ribeirão São José, a eficiência de tratamento requerida para o novo lançamento é igual a zero, ou seja, o lançamento do efluente sem tratamento garante um menor somatório de eficiências. O novo lançamento, por alterar a localização, sofre maior variação das eficiências de tratamento (93,8%), como observado na Tabela 20. Para o efluente de Ibatiba a eficiência requerida passa de 95% para 84,3%.

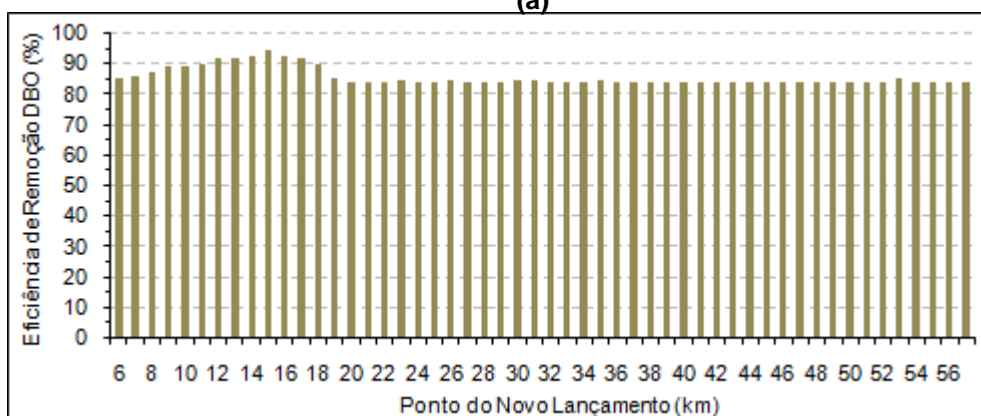
Com o lançamento do efluente bruto a partir do quilômetro 24, o efluente de Lúna (Figura 20d) apresenta um maior acréscimo na eficiência de tratamento requerida, entre os quilômetros 24 e 36, posterior ao qual ocorre a entrada do ribeirão da Perdição. Sua eficiência requerida para remoção de DBO varia de 49% a 18,8%, com a mudança da localização do ponto de lançamento. Quanto ao efluente de Irupi, a alteração da localização do novo lançamento não afeta na eficiência de tratamento requerida, considerando a minimização do somatório das eficiências. Esta permanece praticamente constante em qualquer ponto onde o novo efluente é lançado no rio Pardo. Tal fato é decorrente do efluente de Irupi ser lançado em um tributário, rio Pardinho, e não no rio principal, onde ocorre o novo lançamento, adicionado ao fato da função objetivo analisada ser a minimização do somatório de eficiências, a qual resulta na mínima eficiência necessária para que o efluente de Irupi não ocasione violações no rio Pardinho.

A Figura 21 apresenta as eficiências dos sistemas de tratamento obtidas para o novo lançamento e para os emissários de Ibatiba, Irupi e Lúna, as quais tem seu somatório apresentado na Figura 19b, para o novo lançamento com vazão 24,3 L/s.

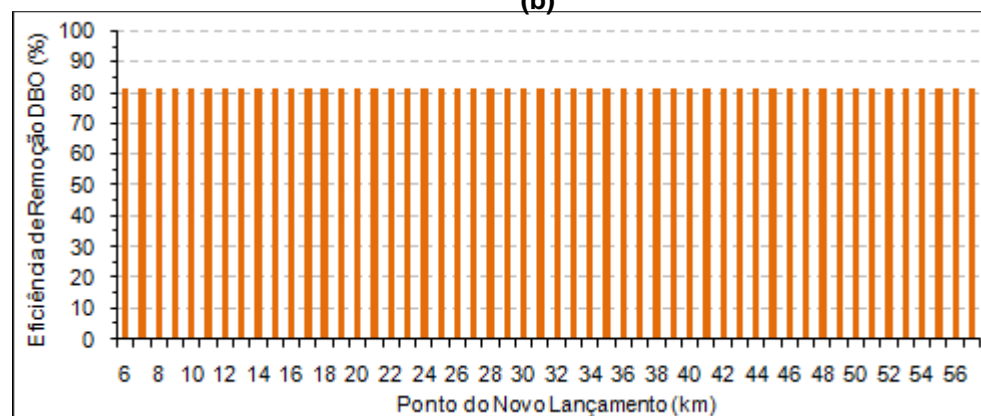
Figura 21 - Eficiência de remoção de DBO requerida pelo novo lançamento com $Q=24,3$ L/s (a), e os efluentes de Ibatiba (b), Irupi (c) e Iúna (d), aplicando a função objetivo I para os cinco lançamentos existentes mais o novo lançamento



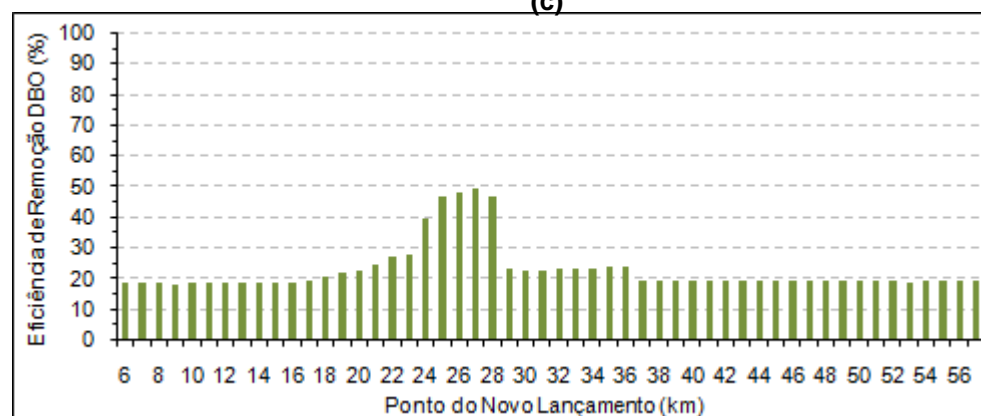
(a)



(b)



(c)



(d)

Na Figura 21 pode ser observado que a medida que o novo efluente é lançado à jusante e aproxima-se do efluente de Ibatiba menor a eficiência requerida, ao mesmo tempo que, maior a eficiência necessária ao efluente de Ibatiba, alcançando 94,5%. Contudo, quando o novo efluente é lançado à jusante desse ponto, a eficiência requerida para o efluente de Ibatiba torna-se praticamente constante, em torno de 84,3%.

Quando o novo lançamento é feito nas proximidades da entrada do tributário ribeirão São José no rio Pardo, ocorre uma redução da eficiência requerida para o novo lançamento e um aumento da eficiência de tratamento para o efluente de Lúna, que corresponde ao lançamento à jusante desse ponto, que varia de 18,1% a 49,3% (Tabela 20). A eficiência do novo lançamento volta a decrescer com a entrada do tributário ribeirão da Perdição e, a partir disso, sofre redução a cada quilômetro à jusante que é lançado. Como as eficiências de tratamento dos outros efluentes nesse trecho acabam sendo constantes, é a eficiência requerida para o novo lançamento que influencia no decréscimo do somatório de eficiências. O efluente de Irupi, como no caso da vazão 6,1 L/s, permanece com eficiência requerida praticamente constante para qualquer localização do novo efluente.

A alteração da localização do novo lançamento provocou variações no somatório de eficiências, bem como nas eficiências dos lançamentos já existentes no corpo d'água, considerando a minimização do somatório de eficiências. Na busca da minimização do somatório das eficiências, a medida que o novo lançamento foi alterado de posição, ocorreram variações nas eficiências dos demais efluentes. O decréscimo da eficiência requerida para um efluente pode acarretar acréscimo da eficiência para outro lançamento, de forma a garantir um menor somatório.

Uma menor carga orgânica lançada ocasionou maior influência da localização na obtenção da eficiência do novo lançamento, e consequentemente, no somatório de eficiências. Para uma menor carga orgânica do novo lançamento, a alteração da localização pode, inclusive, acarretar na possibilidade do novo efluente ser lançado sem tratamento, caso outro efluente seja tratado com maior eficiência.

6.2.5 Eficiências de remoção de DBO requeridas pelo conjunto de efluentes - Função objetivo II

A presente seção busca analisar a influência da localização de um efluente na alteração das eficiências requeridas pelo conjunto de efluentes, considerando a aplicação da minimização da inequidade entre os sistemas de tratamento (função objetivo II). Neste contexto, foi utilizado o modelo de qualidade de água implementado no ambiente Matlab e o Algoritmo Genético, determinado pela função objetivo II.

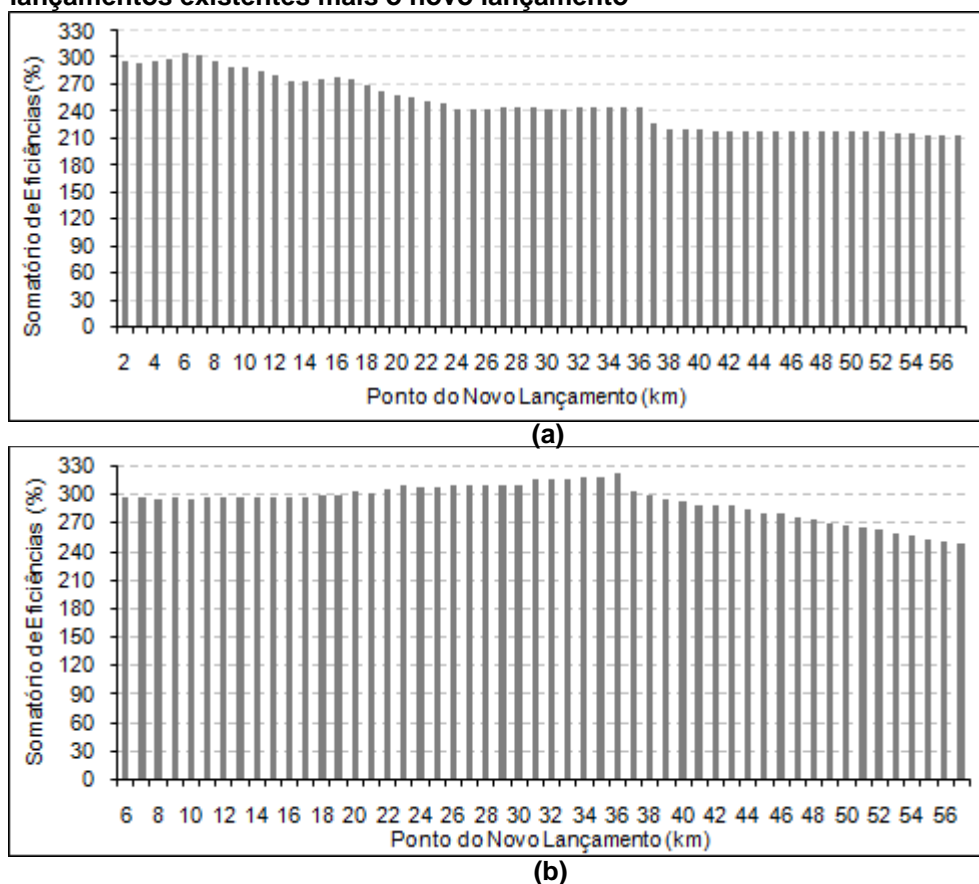
A cada ponto de lançamento analisado para o novo efluente, aplicou-se o modelo de qualidade de água junto ao AG para determinar as eficiências de tratamento do conjunto de efluentes. Foram consideradas as duas vazões para o novo lançamento: 6,1 L/s e 24,3 L/s. Vale ressaltar que para cada ponto de lançamento analisado, a fim de obter o conjunto de eficiências, a simulação foi feita no mínimo cinco vezes, de forma a garantir que o ótimo global fosse atingido, ou um resultado próximo a ele.

A Tabela 21 apresenta um resumo das eficiências de tratamento para o conjunto de seis emissários de efluentes, considerando as diferentes vazões do novo lançamento. A Figura 22 apresenta o somatório das eficiências de tratamento requeridas pelos efluentes, para todos possíveis pontos de lançamento e diferentes cargas orgânicas analisadas do novo efluente. Os valores do somatório e das eficiências de remoção de DBO requeridas pelo conjunto de efluentes, para cada ponto de lançamento, estão apresentados no APÊNDICE G.

Tabela 21 - Resumo do somatório das eficiências obtidas pelo uso da função objetivo II para o conjunto de efluentes alterando a localização do novo lançamento

Vazão do novo lançamento (L/s)	Primeiro ponto que pode ocorrer o novo lançamento (km)	Maior somatório de eficiências		Menor somatório de eficiências		Maior diferença no somatório devido a alteração da localização em 1 km	
		Ponto (km)	Σ (%)	Ponto (km)	Σ (%)	Entre pontos (km)	Diferença (%)
6,1	2	6	305,1	57	213,3	36 e 37	19,8
24,3	6	36	322	57	248,4	36 e 37	19,1

Figura 22 - Somatório de eficiências de remoção de DBO necessárias para atender ao padrão Classe 2, na bacia hidrográfica do rio Pardo, considerando um novo lançamento a cada trecho do rio Pardo, com $Q=6,1$ L/s (a) e $Q=24,3$ L/s (b), aplicando a função objetivo II para os cinco lançamentos existentes mais o novo lançamento



A Tabela 21 e Figura 22 mostram que para as vazões do novo lançamento 6,1 L/s e 24,3 L/s, tal efluente pode ser lançado a partir do quilômetro 2 e 6, respectivamente. Para locais anteriores, mesmo com a eficiência máxima estabelecida (95%), o novo efluente acarreta violações aos padrões de DBO e/ou OD do corpo d'água.

A alteração da localização do novo lançamento acarretou variações no somatório de eficiências de aproximadamente 91,8%, para vazão de 6,1 L/s, e 73,6%, para a vazão de 24,3 L/s. Ao alterar o ponto de lançamento em um quilômetro, as variações no somatório de eficiências requeridas pelos efluentes alcançam até 19,8%.

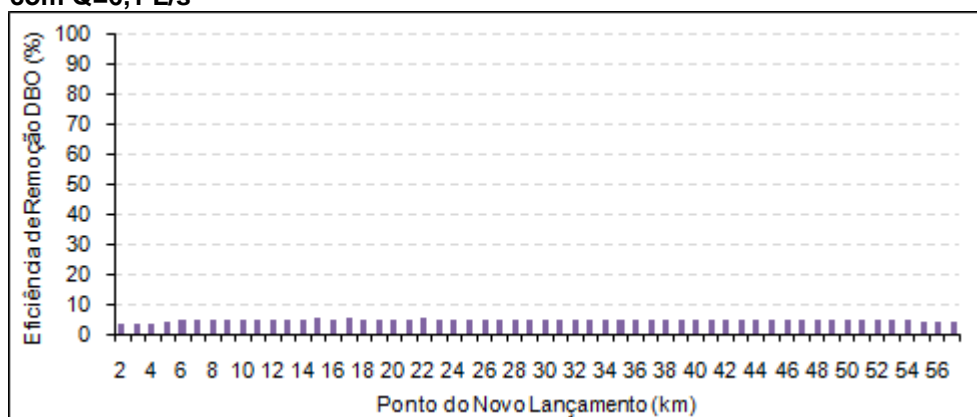
A Tabela 22 apresenta as maiores e menores eficiências de tratamento requeridas por cada efluente a partir da mudança da localização do novo lançamento, para ambas vazões consideradas.

Tabela 22 - Variação das eficiências de tratamento requeridas para o conjunto de efluentes pelo uso da função objetivo II

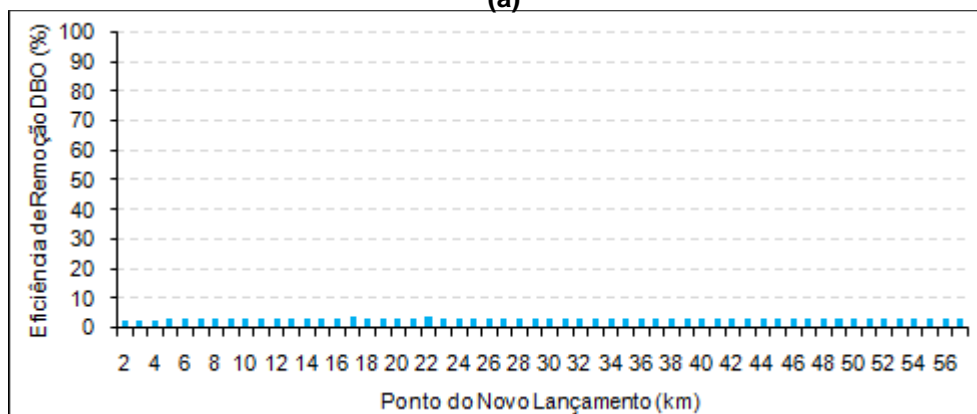
Eficiência	Ibatiba	Irupi	Iúna	S. Trindade	N. S. Graças	Novo
Q = 6,1 L/s						
Maior (%)	95	95	40,1	5,4	3,7	95
Menor (%)	93,9	81,4	17,6	3,7	2,5	4,4
Q = 24,3 L/s						
Maior (%)	95	95	38,5	9,5	6,9	95
Menor (%)	94,5	81,4	18,5	3,9	2,6	22,6

As Figuras 23 e 24 apresentam as eficiências para os lançamentos existentes (Ibatiba, Irupi, Iúna, Nossa Senhora das Graças e Santíssima Trindade), bem como do novo lançamento, obtidas por meio da função de minimização da inequidade.

Figura 23 - Eficiência de remoção de DBO requerida pelos efluentes de Santíssima Trindade (a) e Nossa Senhora das Graças (b), aplicando a função objetivo II para os cinco lançamentos existentes mais o novo lançamento com Q=6,1 L/s

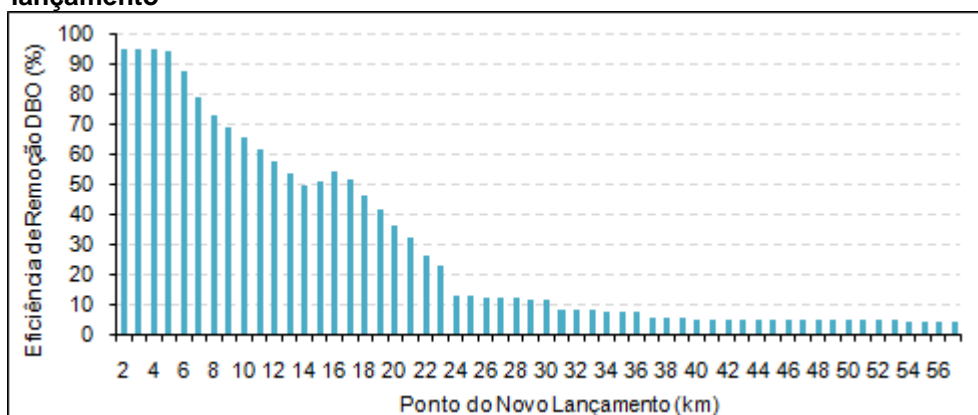


(a)

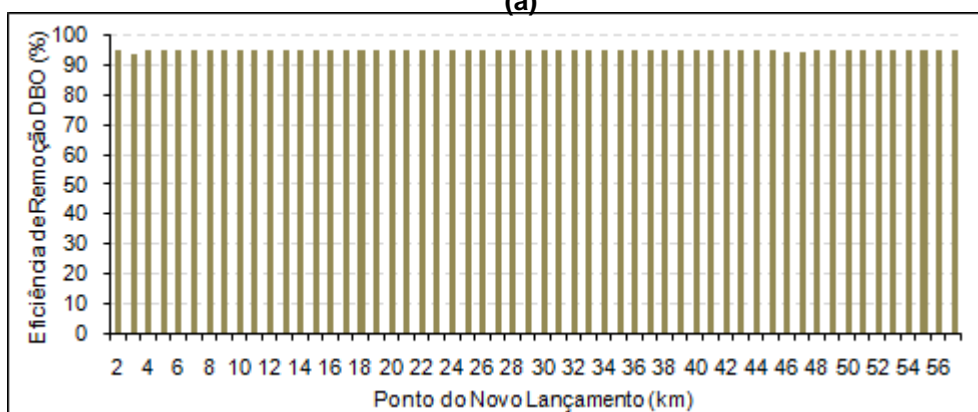


(b)

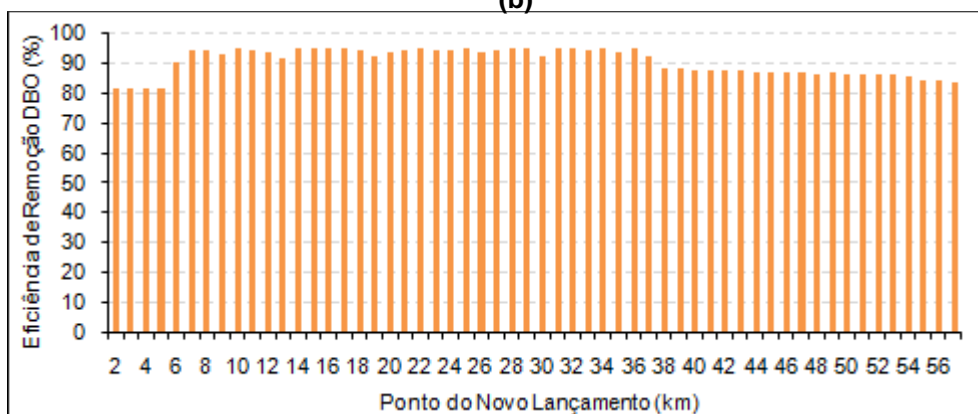
Figura 24 - Eficiência de remoção de DBO requerida para o novo lançamento com $Q=6,1$ L/s (a) e os efluentes de Ibatiba (b) e Irupi(c) e Iúna (d) aplicando a função objetivo II para os cinco lançamentos existentes mais o novo lançamento



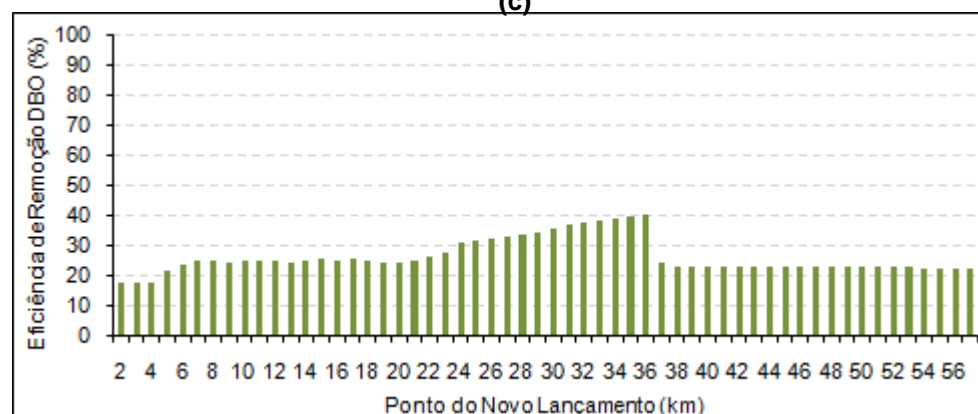
(a)



(b)



(c)



(d)

Para uma vazão do novo lançamento de efluente igual a 6,1 L/s, o somatório de eficiências apresenta um primeiro acréscimo nas proximidades do quilômetro 6, a medida que o novo lançamento altera sua localização. Tal acréscimo é devido à característica da função objetivo de inequidade utilizada, a qual faz com que o novo efluente ao ser lançado a partir do quilômetro 6, tenha sua eficiência de tratamento requerida reduzida, ao passo que ocorre um acréscimo das eficiências requeridas pelos efluentes de Irupi e Iúna.

A partir da Figura 24 percebe-se que o novo lançamento é o que sofre maiores alterações na eficiência de tratamento, variando de 95% a 4,4%, com a mudança da localização. Por esse efluente não ser o que apresenta maior carga orgânica, sua alteração de localização em um quilômetro faz com que a concentração de DBO no corpo d'água reduza de forma significativa. Partindo de que a função objetivo considera tal aspecto para estabelecer a relação de equidade, ao alterar a localização do novo lançamento, este passa a causar um menor impacto na qualidade da água do corpo receptor, ao ser comparado com outro efluente existente na bacia, com maior carga orgânica lançada, justificando assim, essa redução da eficiência de remoção de DBO requerida.

O efluente de Ibatiba, ao considerar a vazão do novo lançamento de 6,1 L/s, apresentou sua eficiência de tratamento requerida praticamente constante, e próxima ao limite máximo de eficiência estabelecido (95%), para qualquer localização do novo lançamento. Como este efluente apresenta maior carga orgânica lançada na bacia (9720 mg/s), e pelo atendimento ao princípio do poluidor pagador, estabelecido pela função objetivo II, a mudança da localização do novo lançamento para jusante do corpo d'água, neste caso, não interfere na eficiência de tratamento requerida por esse efluente.

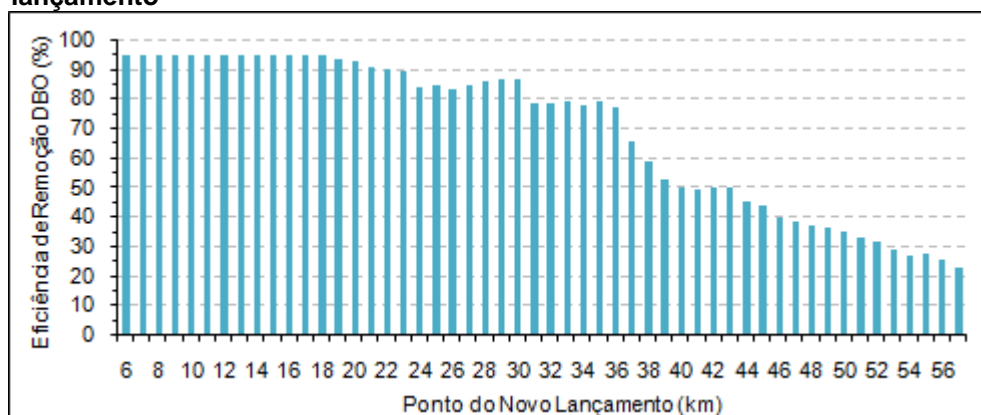
O efluente de Irupi, localizado no tributário rio Pardinho, sofre variação na eficiência de tratamento requerida de 81,4% e 95%, a qual já acontece quando a localização do novo lançamento é alterada nos trechos iniciais do rio Pardo. Os outros dois efluentes também localizados em um tributário (ribeirão da Perdição), Santíssima Trindade e Nossa Senhora das Graças, por apresentarem baixa carga orgânica lançada e ocasionarem menor impacto nas concentrações de DBO do corpo receptor, sofrem pouca influência da alteração da localização do novo lançamento

na obtenção das eficiências. Além disso, percebe-se que as eficiências de remoção de DBO destes dois efluentes são baixas e similares às eficiências requeridas pelo novo lançamento, quando este é realizado em trechos mais a jusante do rio Pardo, visto que nestes pontos a variação da concentração de DBO no corpo d'água, devido ao novo lançamento, é reduzida.

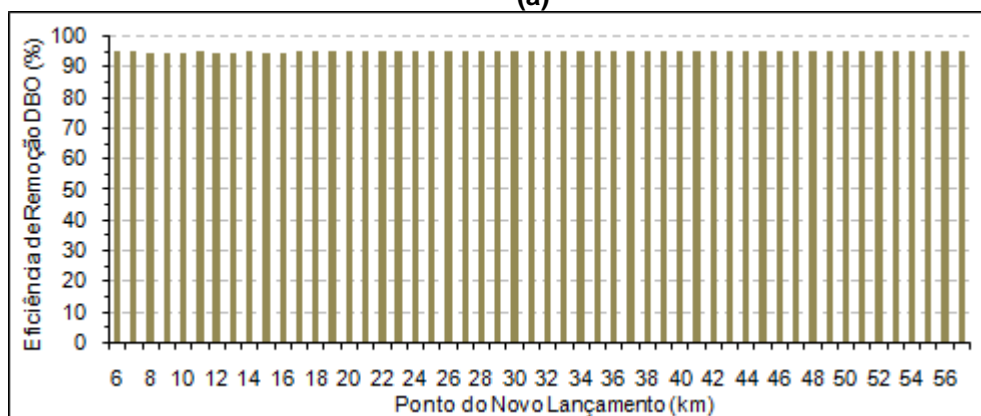
O efluente de Lúna, por sua vez, sofre acréscimos na sua eficiência de remoção de DBO a cada ponto de lançamento a jusante que o novo lançamento é realizado, até a entrada do tributário ribeirão da Perdição. Até este trecho (km 37), a eficiência de tratamento requerida pelo efluente de Lúna sofre um acréscimo superior a 20%. Com o novo lançamento reduzindo seu impacto na qualidade do corpo d'água, a medida que é despejado à jusante, e como o efluente de Lúna possui a segunda maior carga orgânica lançada na bacia, justifica-se tal acréscimo na eficiência requerida pelo sistema de tratamento.

As Figuras 25 e 26 apresentam as eficiências de tratamento obtidas para o novo lançamento e os emissários de Nossa Senhora das Graças, Santíssima Trindade, Ibatiba, Irupi e Lúna, considerando o novo lançamento com vazão de 24,3 L/s.

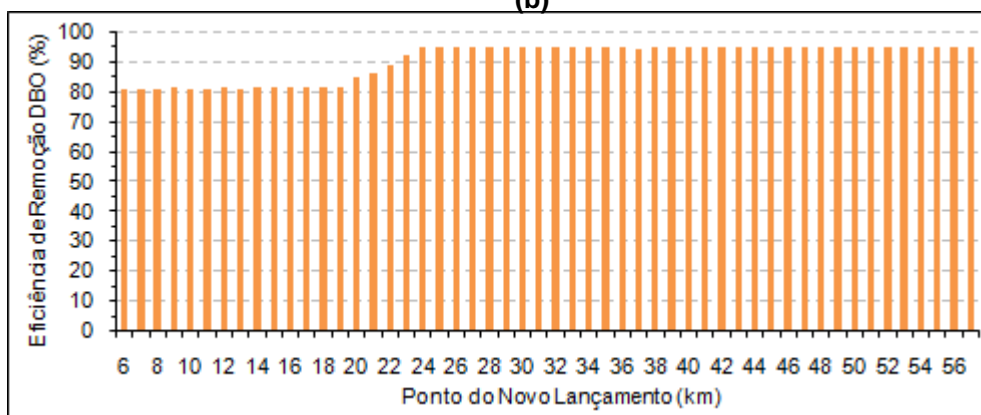
Figura 25 - Eficiência de remoção de DBO para o novo lançamento com $Q=24,3$ L/s (a) e os efluentes de Ibatiba (b), Irupí (c) e Iúna (d), aplicando a função objetivo II para os cinco lançamentos existentes mais o novo lançamento



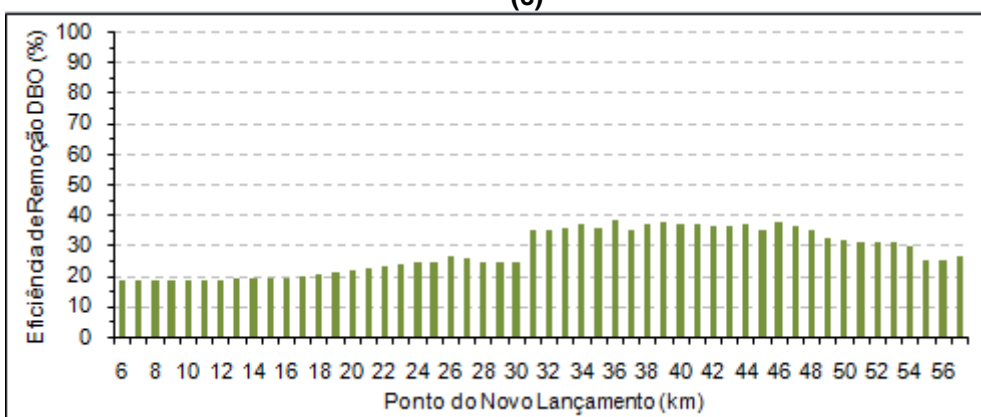
(a)



(b)

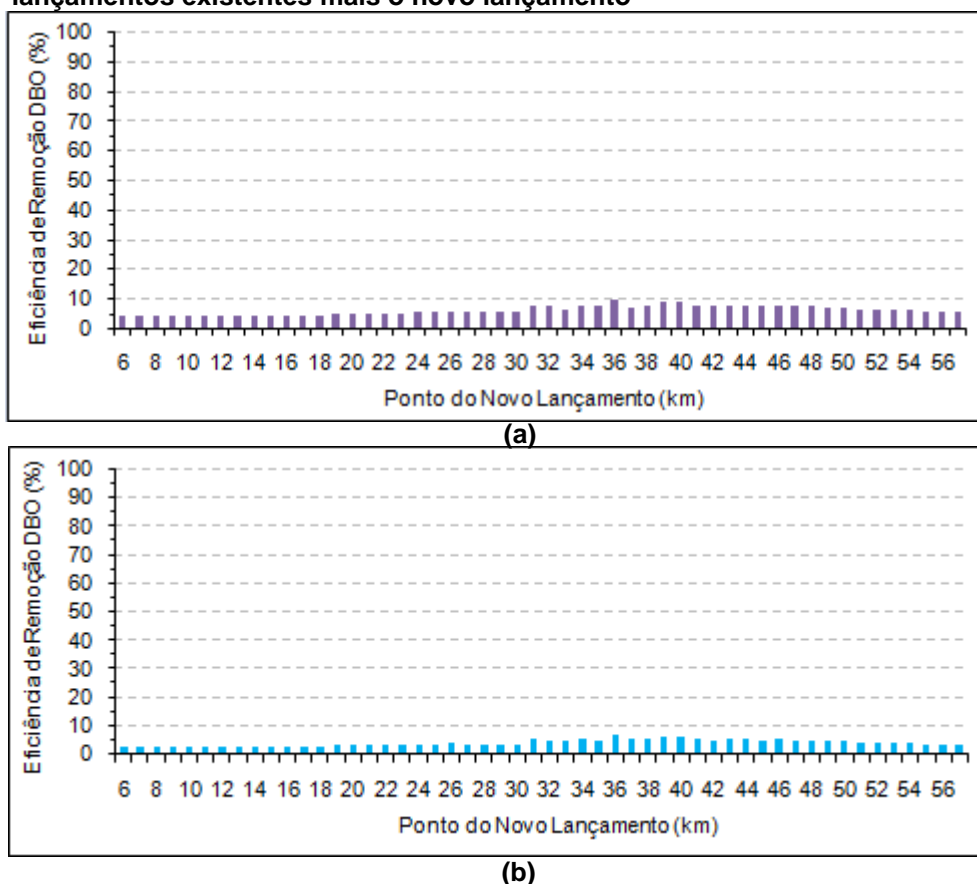


(c)



(d)

Figura 26 - Eficiência de remoção de DBO para os efluentes de Santíssima Trindade (a) e Nossa Senhora das Graças (b) considerando o novo lançamento com $Q=24,3$ L/s, aplicando a função objetivo II para os cinco lançamentos existentes mais o novo lançamento



O novo efluente (Figura 25a), com uma vazão de 24,3 L/s, ao ser lançado até as proximidades da efluente de Ibatiba requer eficiência máxima estabelecida (95%), por acarretar maior alteração nas concentrações de DBO neste trecho. Ao ser lançado à jusante, e com a entrada de tributários, tal eficiência é reduzida aproximando-se de 23%, nos últimos trechos do corpo d'água. O aumento da carga orgânica, comparado ao caso anterior ($Q=6,1$ L/s), justifica o fato do novo efluente requerer eficiência máxima de tratamento por um trecho cerca de quatro vezes maior, quando a vazão é aumentada para 24,3 L/s.

O efluente de Ibatiba requer eficiência de tratamento praticamente constante e equivalente a 95%. Neste caso, o novo efluente apresenta a mesma vazão do efluente de Ibatiba (24,3 L/s), não sendo este último o efluente com maior lançamento de carga orgânica, como no caso anterior. Contudo, o novo lançamento possui sua localização alterada, e assim, para pontos mais a jusante, a concentração de DBO no corpo d'água para o despejo do efluente (característica

considerada na função objetivo) é menor. Com isso, apesar do efluente de Ibatiba e novo lançamento apresentarem a mesma carga orgânica, a mesma eficiência só é obtida quando novo efluente é lançado nos trechos iniciais do corpo d'água.

Quanto ao efluente de Irupi, percebe-se que nas proximidades da entrada do tributário ribeirão São José, o qual aumenta a vazão do corpo d'água, ocorre um acréscimo da eficiência requerida superior a 13%. A alteração do novo lançamento para pontos a jusante e a redução do seu impacto na qualidade de água, faz com que o impacto do efluente de Irupi seja mais considerável, comparado aos demais efluentes, o que explica o seu aumento de eficiência.

A eficiência de tratamento requerida pelo efluente de Lúna também sofre influência da alteração da localização do novo lançamento. Com a entrada do tributário rio Pardinho (30,8 km) ocorre um acréscimo da eficiência de tratamento do efluente de Lúna em torno de 10%. Tal acréscimo é devido à redução da concentração de DBO existente no corpo d'água após o lançamento do novo efluente quando sua localização é alterada para ponto posterior a entrada do tributário. Assim, o impacto do efluente de Lúna no corpo receptor, na análise do conjunto de efluentes, fica mais relevante.

As eficiências de remoção de DBO requeridas pelos efluentes localizados no tributário ribeirão da Perdição, sendo estes Santíssima Trindade e Nossa Senhora das Graças, apresentam variações a medida que o novo lançamento é realizado à jusante, porém possuem baixa magnitude, devido ao menor impacto que acarretam no corpo d'água.

6.3 DISCUSSÃO E SÍNTESE DOS RESULTADOS

Com base nos resultados apresentados nas seções anteriores, foi possível perceber comportamentos característicos em relação à qualidade de água do sistema hídrico e às eficiências dos sistemas de tratamento de efluentes, devido à alteração da localização de um novo lançamento ao longo da extensão do corpo d'água, no âmbito da bacia hidrográfica do rio Pardo, os quais são sumarizados na presente seção. As análises foram feitas considerando a bacia do rio Pardo como Classe 2, por não ter sido submetida a processo de enquadramento.

Primeiramente, foi verificada a influência da localização de um novo lançamento na alteração da qualidade de água do corpo d'água, com base na análise do somatório de violações de OD e DBO, em termos de concentrações, e do número de trechos que apresentaram violações. A Tabela 23 apresenta um resumo das máximas alterações decorrentes da mudança de um quilômetro no ponto de lançamento, nas violações de OD e DBO, nos dois cenários considerados.

Tabela 23 - Resumo das violações de OD e DBO para o cenário hipotético e cenário 2030

Vazão do novo efluente (L/s)	Maior diferença no somatório de violações pela alteração de 1 km no ponto (mg/L)				Maior diferença no número de trechos com violações pela alteração de 1 km no ponto			
	Cenário Hipotético		Cenário 2030		Cenário Hipotético		Cenário 2030	
	DBO	OD	DBO	OD	DBO	OD	DBO	OD
6,1	151	31	130	33	5	11	9	15
24,3	194	45	153	46	10	18	10	21

A partir da Tabela 23, ao comparar o cenário 2030 com o cenário hipotético, pode-se perceber que, apesar da existência de outros emissários de efluentes no cenário 2030, os quais provocam alterações nas concentrações dos parâmetros OD e DBO no corpo d'água, a alteração da localização do lançamento de um efluente também acarreta diferenças significativas nas violações de OD e DBO.

A escolha do ponto de lançamento mostrou-se como fator determinante na ocorrência de violações no rio Pardo. Determinados pontos de lançamento não ocasionam violações ao padrão de oxigênio dissolvido. Quanto às violações de DBO, que já ocorrem no rio Pardo, a escolha do ponto de lançamento estabelece qual irá garantir um menor aumento das violações, e possivelmente, a necessidade de uma menor eficiência de tratamento.

Devido ao aumento da vazão de contribuição ao longo do corpo d'água, lançamentos mais a jusante ocasionam menores somatórios de violações. Contudo, ao comparar o cenário atual com o cenário hipotético, o qual é constituído por apenas um lançamento, pode-se perceber que a existência de outros efluentes no corpo d'água influencia neste critério, uma vez que um novo efluente lançado nas proximidades destes existentes, acarreta em aumento das violações, quando comparado com outros possíveis pontos de lançamento. Por outro lado, o

lançamento em trechos posteriores a entrada dos tributários provoca menores violações de OD e DBO, devido ao aumento significativo da vazão de contribuição.

Outro aspecto possível de ser verificado com a mudança da localização de um novo lançamento foi que pontos de lançamentos que acarretam maiores somatórios nas violações de OD e DBO não necessariamente provocam maiores números de trechos com violações. Como exemplo, para a vazão do novo efluente 24,3 L/s, o quilômetro 9 foi o ponto de lançamento que acarretou maior número de trechos com violações de OD (85), enquanto que o quilômetro 3 foi responsável pelo maior somatório de violações de OD (160,5 mg/L).

A segunda análise feita corresponde a verificação da alteração da localização de um efluente na obtenção da correspondente eficiência de tratamento, a qual também foi considerada no cenário hipotético e no cenário 2030. No cenário 2030 da bacia do rio Pardo, foi necessário anteriormente estabelecer eficiências de tratamento para os efluentes existentes, visto que ocorrem violações aos padrões estabelecidos pela legislação nacional. Para obtenção das eficiências foi feita a otimização por meio de duas funções objetivo, minimização de somatório das eficiências e minimização de inequidade entre os sistemas de tratamento. Considerando os efluentes tratados foi possível obter as eficiências do novo efluente a medida que o ponto de lançamento era alterado. A Tabela 24 mostra em resumo, a maior diferença ocasionada pela alteração de um quilômetro no ponto de lançamento.

Tabela 24 - Maior diferença na eficiência referente a alteração de 1 km no ponto de lançamento

Vazão do novo efluente (L/s)	Cenário Hipotético (%)	Cenário 2030 (%)	
		Função Objetivo I	Função Objetivo II
6,1	6	11,4	67,4*
24,3	28,2*	2,9	16,9*

*Entrada de tributários.

A partir da Tabela 24 e do que foi apresentado nas seções anteriores percebe-se que a alteração da localização, para todos os cenários, acarretou diferenças significativas nas eficiências de tratamento requeridas pelo efluente. Tanto o cenário onde existia apenas um novo lançamento, quanto os outros dois cenários, nos quais ainda foram consideradas diferentes eficiências para o conjunto de efluentes existentes, a mudança de apenas um quilômetro no ponto de lançamento pode evidenciar a influência da escolha do ponto de lançamento. Adicionalmente, ao

alterar o ponto de lançamento para jusante da entrada de um tributário o decréscimo nas eficiências de tratamento é ainda maior.

No cenário 2030 a alteração da função objetivo I para a função objetivo II na obtenção das eficiências dos lançamentos existentes permitiu que, uma maior extensão do corpo d'água fosse analisada quanto a alteração da localização de um novo lançamento do efluente. Ao utilizar o conjunto de eficiências obtidos pela minimização do somatório de eficiências, um novo efluente, mesmo que possuísse eficiência máxima, apenas poderia ser lançado após o quilômetro 37. Dessa forma, o trecho de análise da variação da localização foi menor. Contudo, a influência da localização do emissário de efluente na alteração da sua eficiência de tratamento requerida foi possível de ser verificada ao utilizar os dois conjuntos de eficiências obtidos por meio da função objetivo I e II.

Por fim, foi analisado a influência da localização de um lançamento específico na alteração do conjunto de eficiências de tratamento requeridas pelos efluentes existentes na bacia, considerando as duas funções objetivo, minimização do somatório de eficiências e a minimização da inequidade. A Tabela 25 apresenta um resumo das variações totais nas eficiências requeridas para tratamento dos efluentes com a mudança da localização do novo ponto de lançamento ao longo do rio Pardo. Também foi apresentada, na mesma tabela, a maior alteração no somatório das eficiências, devido a mudança de apenas um quilômetro no ponto de lançamento.

Tabela 25 - Diferença nas eficiências com a alteração do ponto de lançamento							
Vazão do novo efluente (L/s)	Maior alteração na eficiência de remoção de DBO (%)						Maior diferença no somatório pela alteração de 1 km no ponto de lançamento
	Ibatiba	Irupi	Iúna	S. Trindade	N. S. Graças	Novo	
Função Objetivo I							
6,1	10,7	0,1	30,2	0	0	93,8	20,7
24,3	10,2	0,2	31,2	0	0	64,2	17,8
Função Objetivo II							
6,1	1,1	13,6	22,5	1,7	1,2	90,6	19,8
24,3	0,5	13,6	20	5,6	4,3	72,4	19,1

A partir da Tabela 25, percebe-se que para ambas funções objetivo utilizadas, a alteração da localização de um dos efluentes, do conjunto de efluentes analisados,

acarreta variações no somatório de eficiências. Da mesma forma, a mudança do ponto de lançamento faz com que os efluentes requeiram eficiências consideravelmente diferentes. O novo lançamento apresenta variação de até 93,8% na eficiência requerida devido a mudança do ponto de lançamento no rio Pardo. Por sua vez, as eficiências requeridas para os efluentes de Lúna, Irupi e Ibatiba variam em até 31,2%, 13,6% e 10,7% respectivamente.

Ao modificar a função objetivo para obtenção do conjunto de eficiências dos efluentes, percebe-se que ocorre alteração nos efluentes que sofrem maiores variações nas eficiências requeridas. Para a função objetivo I as maiores alterações na eficiência ocorreram para o novo efluente, o efluente de Lúna e o efluente de Ibatiba. Para a função objetivo II as maiores variações correspondem ao novo lançamento, e aos efluentes de Lúna e Irupi. Isso ocorre devido a alteração do objetivo das funções. Ao considerar a minimização do somatório, as eficiências de tratamento requeridas pelos efluentes localizados no tributário sofrem menores alterações, visto que para a minimização, os efluentes localizados no rio principal apresentam maiores influências. Por sua vez, na consideração da minimização da inequidade, as descargas dos efluentes que acarretam maior impacto na concentração de DBO do corpo d'água que sofrem maiores alterações nas suas eficiências requeridas para tratamento. Com isso, os emissários de efluentes que apresentam maior carga orgânica lançada no corpo d'água localizados nos tributários também sofrem variações nas suas eficiências de tratamento requeridas, como o caso de Irupi. A eficiência de tratamento requerida pelo efluente de Ibatiba, nesse caso, não sofre variações com a mudança da localização, pois para todos os pontos de lançamento, a eficiência requerida é alta. No entanto, apesar das características das funções objetivo alterarem quais efluentes sofrem maiores alterações nas suas eficiências de tratamento requeridas, a localização mostrou-se significativa nas modificações das eficiências do mesmo modo para ambos objetivos.

Para todos os cenários analisados quanto a influência da localização de um lançamento específico na qualidade de água e nas eficiências de tratamento foram consideradas duas possíveis vazões de lançamento, 6,1 L/s e 24,3 L/s, correspondentes às cargas orgânicas lançadas 2440 mg/s e 9720 mg/s. A partir

disso, foi possível verificar modificações na influência da localização com a variação da carga orgânica lançada.

Ao serem consideradas as análises de violações aos parâmetros de OD e DBO no corpo d'água, no cenário 2030, o aumento da carga orgânica do novo lançamento provocou um aumento considerável de pontos de lançamento para os quais ocorreram violações aos padrões de oxigênio dissolvido. Quanto à eficiência de tratamento requerida, o aumento da carga orgânica fez com que lançamentos em pontos, mesmo que com a adoção da máxima eficiência estabelecida, não atendessem aos padrões de qualidade de água. Ademais, o aumento da carga orgânica acarretou em alteração nas eficiências requeridas, em função da mudança do ponto de lançamento em um quilômetro. Como exemplo, para um mesmo trecho analisado, a alteração da localização acarreta uma diferença média nas eficiências de 3 a 4%, para vazão de 6,1 L/s, e de 1% para a vazão de 24,3 L/s.

A partir da análise dos resultados obtidos e da discussão levantada, são consideradas relevantes as seguintes observações:

- A partir do uso do modelo de qualidade de água foi possível verificar a variação nas violações aos padrões de OD e DBO estabelecidos pela Resolução CONAMA nº 357/2005, devido a mudança da localização de um novo lançamento ao longo do rio Pardo, considerando como critérios de análise o somatório das concentrações que violaram ao padrão e o número de trechos com violações. A alteração da localização do novo lançamento em um quilômetro pode ocasionar variação de até 153 mg/L no somatório de violações de DBO e 46 mg/L no somatório de violações de OD, com base nas vazões do novo lançamento analisada, no cenário 2030. O número de trechos com violações de DBO e OD sofreu alterações, com a mudança do novo lançamento em um quilômetro, de até 10 trechos (1 km) e 21 trechos (2,1 km), respectivamente;
- A partir da obtenção das eficiências requeridas para o tratamento dos efluentes existentes por método de otimização e modelo de qualidade de água, verificou-se que a mudança do ponto de lançamento impacta na obtenção das eficiências, de forma que a alteração da localização do novo lançamento ocasiona variações de até 11,4% na eficiência para cada quilômetro alterado. Caso o lançamento seja

realizado antes ou após a entrada de um tributário, a eficiência de tratamento pode variar em até 67,4%;

- O uso do modelo de qualidade de água em conjunto com método de otimização possibilitou a obtenção das eficiências requeridas para o conjunto de efluentes para cada ponto de lançamento do novo efluente, permitindo assim a análise da influência da localização. A alteração da localização do novo efluente provocou variações nas somas de eficiências requeridas para o conjunto de efluentes de até 20,7%, quando da mudança de um quilômetro do ponto de lançamento;
- Ao utilizar a minimização do somatório de eficiências como função objetivo para obtenção do conjunto de eficiências, os efluentes que sofreram maiores alterações nas eficiências de tratamento requeridas com a mudança da localização do novo lançamento foram, nessa ordem, o novo efluente, o efluente de Lúna e o de Ibatiba. Os efluentes localizados nos tributários não apresentaram variações nas eficiências;
- Com o uso da função objetivo de minimização de inequidade para obter o conjunto de eficiências de tratamento, os efluentes que apresentaram maiores alterações nas eficiências de tratamento devido a mudança da localização do novo efluente foram, nessa ordem, o novo efluente, o efluente de Lúna e o efluente de Irupi. Como o efluente de Ibatiba possuía maior carga orgânica lançada no corpo d'água, e pela característica da função objetivo, sua eficiência de tratamento manteve-se alta, não sofrendo muitas alterações;
- A alteração da carga orgânica do novo efluente influencia nas possibilidades de localização de forma que, com o aumento da carga orgânica, novos pontos de lançamento do novo efluente passem a acarretar violações aos padrões de qualidade de água, ou mesmo exigir tratamento do efluente;
- O aumento da carga orgânica do novo lançamento faz com que a alteração da localização apresente menor influência na variação de sua eficiência de tratamento, ou mesmo do somatório de eficiências requeridas para o conjunto de efluentes.

7 CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

Com base nas análises realizadas na presente pesquisa para a área de estudo da bacia hidrográfica do rio Pardo, por meio da aplicação de modelo de qualidade de água e método de otimização, e a partir de considerações estabelecidas, as conclusões podem ser assim sumarizadas:

- Os resultados do estudo comprovaram a grande importância e influência da localização de lançamentos em cursos d'água quanto aos aspectos de qualidade de água do corpo receptor, às violações de limites preconizados pela legislação para os parâmetros Oxigênio Dissolvido e Demanda Bioquímica de Oxigênio e as eficiências requeridas no tratamento dos mesmos;
- Lançamentos em determinados pontos podem ainda ocasionar a ausência de violações de parâmetros de qualidade de água, mesmo sem tratamento. Cabe observar que a aceitação de lançamentos com eficiências de tratamento inferiores a 60% durante o estudo teve por objetivo flexibilizar a análise;
- Escolha de pontos de lançamento mais adequados para uma mesma carga orgânica pode resultar em reduções muito significativas nas eficiências requeridas para o tratamento;
- Alterações em um ponto de lançamento específico acarretam mudanças na obtenção das eficiências requeridas para um conjunto de efluentes, como também no somatório destas eficiências;
- Variações na carga orgânica lançada do efluente podem influenciar muito significativamente as opções de trechos do corpo receptor nos quais o lançamento não cause violação;
- A influência da localização de um lançamento específico na obtenção de eficiências requeridas para sistemas de tratamento depende muito significativamente da carga orgânica lançada.

Consideram-se como recomendações a estudos futuros:

- Aplicar a metodologia proposta para análise da influência da localização em diferentes bacias hidrográficas a fim de determinar possíveis similaridades com o presente estudo;
- Considerar a análise da localização na influência da qualidade de água e obtenção de eficiências com o uso de outro método de otimização;
- Conduzir estudos a fim de determinar como a alteração da localização do lançamento de um efluente pode influenciar na escolha de sistemas de tratamento de efluentes a serem implantados;
- Conduzir estudos que possam aprimorar a metodologia proposta na presente pesquisa, a fim de possibilitar a implementação de um sistema de suporte a decisão que possa determinar melhores locais para a disposição de efluentes, considerando os aspectos da qualidade de água do corpo receptor e as eficiências dos sistemas de tratamento dos efluentes.

8 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ACHLEITNER, S.; TOFFOL, S.; ENGELHARD, C.; RAUCH, W. The European Water Framework Directive: Water Quality Classification and Implications to Engineering Planning. **Environmental Management**, v. 35, n. 4, p. 517-525, 2005.

ALBERTIN, L. L. **Técnica de gerenciamento da qualidade hídrica superficial baseada na otimização multiobjetivo**. 2008. 193 f. Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2008.

ALBERTIN, L. L.; MAUAD, F. F.; DANIEL, L. A. Uso de Simulação Computacional para Planejamento de um Sistema Hídrico: Estudo de Caso Qualitativo e Quantitativo. **Revista Brasileira de Recursos Hídricos**, v. 11, n. 4, p. 209-219, 2006.

ANDRADE, L. N. **Modelo de otimização multiobjetivo para outorga de diluição de efluentes e enquadramento de corpos d'água**. 2012. 157 f. Tese (Doutorado em Engenharia Ambiental) - Universidade Federal do Espírito Santo, Vitória, 2012.

ANDRADE, L. N.; MAURI, R. G.; MENDONÇA, A. S. F. A General Multiobjective model and a Simulated Annealing Algorithm for Waste-Load Allocation. **Journal of Water Resources Planning and Management**, v. 139, n. 3, p. 339-344, 2013.

ARAS, E.; TOGAN, V.; BERKUN, M. River water quality management model using genetic algorithm. **Environmental Fluid Mechanics**, v. 7, n. 5, p. 439-450, 2007.

ÁVILA, S. L. **Algoritmos Genéticos aplicados na otimização de antenas refletoras**. 2002. 98 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Elétrica) – Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2002.

AZEVEDO, L. G. T.; PORTO, R. L.; PORTO, M. F. A. Sistema de apoio a decisão para o gerenciamento integrado de quantidade e qualidade da água: metodologia e estudo de caso. **Revista Brasileira de Recursos Hídricos**, v. 3, n. 1, p. 21-51, 1998.

BALDOCHI, M. A. **Utilização do Modelo QUAL2E como apoio ao gerenciamento da qualidade das águas da bacia do Córrego dos Bagres**. 2002. 196 f. Dissertação (Mestrado em Hidráulica e Saneamento) - Universidade de São Paulo, São Carlos, 2002.

BAYER, P.; FINKEL, M. Evolutionary algorithms for the optimization of advective control of contaminated aquifer zones. **Water Resources Research**, v. 40, n. 6, 2004.

BORAH, D. K.; YAGOW, G.; SALEH, A.; BARNES, P. L.; ROSENTHAL, W.; KRUG, E. C.; HAUCK, L. M. Sediment and nutrient modeling for TMDL development and implementation. **Transactions of the ASABE**, v. 49, n. 4, p. 967-986, 2006.

BRAGA, B. P. F. Técnicas de otimização e simulação aplicadas em sistemas de recursos hídricos. In: BARTH, F. T. (Org.). **Modelos para gerenciamento de recursos hídricos**. 1. ed. São Paulo: ABRH, 1987.

BRASIL. Lei Federal nº 9.433, de 8 de janeiro de 1997. **Diário Oficial [da] República Federativa do Brasil**, Brasília, 8 jan. 1997.

BRASIL. Ministério das Cidades. Secretaria Nacional de Saneamento Ambiental – SNSA. **Sistema Nacional de Informações sobre Saneamento: Diagnóstico dos Serviços de Água e Esgotos – 2016**. Brasília: SNSA/MCIDADES, 2018. 220 p.

BRASIL. Ministério do Meio Ambiente. Conselho Nacional do Meio Ambiente. Resolução CONAMA nº 357, de 17 de março de 2005. **Diário Oficial [da] República Federativa do Brasil**, Brasília, DF, 2005.

BRASIL. Ministério do Meio Ambiente. Conselho Nacional do Meio Ambiente. Resolução CONAMA nº 430, de 13 de maio de 2011. **Diário Oficial [da] República Federativa do Brasil**, Brasília, DF, 2011.

BRINGER L. M. **Seleção de sistemas de tratamento de esgotos no âmbito de bacias hidrográficas a partir do emprego de modelagem de qualidade, otimização e da análise multiobjetivo**. 2017. 209 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Ambiental) - Universidade Federal do Espírito Santo, Vitória, ES. 2017.

BRINGER L. M.; REIS, J. A. T.; MENDONÇA, A. S. F. Wastewater treatment systems selection inside watersheds by using multiobjective analysis. **Revista Brasileira de Recursos Hídricos**, v. 23, n. 22, 2018.

BURN, D. H.; YULIANTI, J. S. Waste-load allocation using genetic algorithms. **Journal of Water Resources Planning and Management**, v. 127, n. 2, p. 121-129, 2001.

CALMON, A. P. S. **Metodologia para suporte ao processo de enquadramento dos cursos d'água superficiais considerando curvas de permanência de qualidade e processo de autodepuração**. 2015. 207 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Ambiental) - Universidade Federal do Espírito Santo, Vitória, ES. 2015.

CALMON, A. P. S.; SOUZA, J. C.; REIS, J. A. T.; MENDONÇA, A. S. F. Uso combinado de curvas de permanência de qualidade e modelagem da autodepuração como ferramenta para suporte ao processo de enquadramento de cursos d'água superficiais. **Revista Brasileira de Recursos Hídricos**, v. 21, n. 1, p. 118-133, 2016.

CARVALHO, R.C; KAVISKI, E. Modelo de auxílio à tomada de decisões em processos de despoluição de bacias hidrográficas. **Revista Brasileira de Recursos Hídricos**. Vol. 14, n. 4, p. 17-27. 2009.

CHEUNG, P. B. **Análise de Reabilitação de Redes de Distribuição de Água para Abastecimento via Algoritmos Genéticos Multiobjetivo**. 2004. 268 f. Tese (Doutorado em Hidráulica e Saneamento) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2004.

CHO, J. H.; SUNG, K. S.; HA, S. R. A river water quality management model for optimising regional wastewater treatment using a genetic algorithm. **Journal of Environmental Management**, v. 73, n.3, p. 229-242, 2004.

COSTA, D. J. L.; TEIXEIRA, D. Análise de incerteza em um modelo matemático de qualidade da água aplicado ao ribeirão do Ouro, Araraquara, SP, Brasil. **Rev. Ambiente&Água**, v. 6, n. 2, p. 232-245, 2011.

CRUZ, R. C.; GODOY, V. N. Autogestão dos Recursos Hídricos – Estudo de Caso da Bacia Hidrográfica do Rio Santa Maria-RS. **Ciência e Natura**, v. 38, n. 2, p. 980-997, 2016.

CUNHA, M. C.; PINHEIRO, L.; ZEFERINO, J.; ANTUNES, A.; AFONSO, P. Optimization model for integrated regional wastewater systems planning. **Journal of water resources planning and management**, v. 135, n. 1, p. 23-33, 2009.

DE PAULA, L. M. **Avaliação da qualidade da água e autodepuração do Rio Jordão, Araguari (MG)**. 2011. 196 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Uberlândia, Uberlândia, 2011.

EC - European Commission. **Directive 2000D 60D EC of the European Parliament and of the Council of 23 October 2000 establishing a framework for community action in the field of water policy**. Official Journal. 22 December 2000, L 327D 1. European Commission, Brussels. 2000.

FANTIN, L. L. D. A. **Proposta metodológica para a pré-seleção de sistemas de tratamento de esgoto no âmbito de uma bacia hidrográfica**. 2016. 118 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Ambiental) - Universidade Federal do Espírito Santo, Vitória, 2016.

FANTIN, L. L. D.; REIS, J. A. T.; MENDONÇA, A. S. F. Proposal of a methodology for pre-selection of sewage treatment systems within watersheds. **Revista Brasileira de Recursos Hídricos**, v. 22, p. e-12, 2017.

GARCIA, J. I. B. **Sistemas de suporte a decisão para o lançamento de efluentes**. 2011. 162 f. Tese (Doutorado em Engenharia Hidráulica) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2011.

GASTALDINI, M. C. C.; OPPA, L. F. Análise de alternativas de enquadramento do rio Vacacaí Mirim utilizando modelo matemático de qualidade da água. **Revista Brasileira de Recursos Hídricos**, v. 16, n. 1, p. 17-27, 2011.

GEBRIM, D. V. B. **Otimização operacional de sistemas de abastecimento de água com objetivo de redução de custo de energia elétrica**. 2013. 134 f. Dissertação (Mestrado em Tecnologia Ambiental e Recursos Hídricos) - Universidade de Brasília, Brasília, DF. 2013.

GERLAK, A. K.; MUKHTAROV, F. 'Ways of knowing' water: integrated water resources management and water security as complementary discourses. **International Environmental Agreements**, v. 15, n. 3, p. 257-272, 2015.

HARTNETT, M.; BERRY, A.; IRVINET, K. The use of modelling to implement the Water Framework Directive. **WIT Transactions on Ecology and the Environment**, v. 104, 2007.

HYDROSCIENCE, Inc. Simplified Mathematical Modeling of Water Quality, EPA-Water Programs, 1971.

IBGE – Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística. Atlas de Saneamento. Rio de Janeiro: IBGE, 2011. 268p.

INCAPER - Instituto Capixaba de Pesquisa Assistência Técnica e Extensão Rural. **Programa de Assistência Técnica e Extensão Rural – Proater**. Ibatiba, ES: 2011.

INCAPER - Instituto Capixaba de Pesquisa Assistência Técnica e Extensão Rural. **Programa de Assistência Técnica e Extensão Rural – Proater**. Irupi, ES: 2011.

INCAPER - Instituto Capixaba de Pesquisa Assistência Técnica e Extensão Rural. **Programa de Assistência Técnica e Extensão Rural – Proater**. Iúna, ES: 2011.

JAIN, S.K.; SINGH, V. P. **Water resources systems planning and management**. 1 ed. Elsevier Science & Technology, 2003.

JOHNSON, R. M. F. et al. A construção do pacto em torno da cobrança pelo uso da água na bacia do rio Paraíba do Sul. In: SIMPÓSIO BRASILEIRO DE RECURSOS HÍDRICOS, 15, 2003, Curitiba. **Anais...** Rio de Janeiro: ABRH, 2003.

JORDÃO, E. P; PESSOA, C. A. **Tratamento de Esgotos Domésticos**. 7. ed. Rio de Janeiro: ABES, 2014.

KDOW (Kentucky Department for Environmental Protection. Division of Water). **Impacts of deicing fluids on Elijahs and Gunpowder Creeks**. Frankfort, 1998.

KIM, M.; KIM, Y.; KIM, H.; PIAO, W.; KIM, C. Operator decision support system for integrated wastewater management including wastewater treatment plants and receiving water bodies. **Environmental Science and Pollution Research**, v. 23, n. 11, p. 10785-10798.

KNAPIK, H. G.; FERNANDES, S. C. V.; BASSANESI, K.; PORTO, M. F. A. Qualidade da Água da Bacia do Rio Iguaçu: Diferenças Conceituais entre os Modelos QUAL2E e QUAL2K. **Revista Brasileira de Recursos Hídricos**, v. 16, n. 2, p. 75-88, 2011.

LACERDA, E. G. M.; CARVALHO, A. C. P. L. F. Introdução aos algoritmos genéticos. In: Galvão, C. de O.; Valença, M.J.S. (orgs.). **Sistemas inteligentes: aplicações a recursos hídricos e ciências ambientais**. Porto Alegre: Ed. Universidade/UFRGS, p. 99-150, 1999.

LIBELLI, S. M.; BETTIB, F.; CAVALIERI, S. Introducing River Modelling in the Implementation of the DPSIR Scheme of the Water Framework Directive. **International Environmental Modelling and Software Society: Complexity and Integrated Resources Management**. Germany, 2004.

LINDEN, R. **Algoritmos Genéticos**. 3 ed. Rio de Janeiro: Editora Ciência Moderna, 2012. 496 p.

LISBOA, L. **Sistema para análise das outorgas de captação de água e diluição de efluentes na bacia do rio Piracicaba-MG**. 2014. 108 f. Tese (Doutorado em Engenharia Agrícola) - Universidade Federal de Viçosa, Viçosa, 2014.

LIU, B.; SPEED, R. Water Resources Management in the People's Republic of China. **International Journal of Water Resources Development**, v. 25, n. 2, p. 193–208, 2009.

LOUZADA, J. P.; REIS, J. A. T.; MENDONÇA, A. S. F. Uso de otimização e modelagem de qualidade de água no planejamento de implantação de sistemas de tratamento de esgotos sanitários em bacias hidrográficas. **Revista Brasileira de Recursos Hídricos**, v. 18, n. 1, p. 277-286, 2013.

LUME Estratégia Ambiental Ltda. **Enquadramento dos Corpos de Água e Plano de Recursos Hídricos da Bacia Hidrográfica do Rio Benevente - RT3** - Classificação das águas segundo os usos preponderantes, avaliação da condição de qualidade e cenário tendencial com as intervenções previstas, 2013.

MACHADO, E. S.; PORTO, M. F. A.; KAVISKI, E. Otimização do planejamento de sistemas regionais de tratamento de efluentes através de simulação monte carlo e da metaheurística do recozimento simulado. **Revista Brasileira de Recursos Hídricos**, v. 17, n.3, p. 29-38, 2012.

MAIER, H. R.; KAPELAN, Z.; KASPRZYK, J.; KOLLAT J.; MATOTT L. S.; CUNHA M.C.; DANDY G.C.; GIBBS M.S.; KEEDWELL E.; MARCHI A.; OSTFELD A.; SAVIC D.; SOLOMATINE D.P.; VRUGT J.A.; ZECCHIN A. C.; MINSKER B.S.; BARBOUR E. J.; KUCZERA G.; PASHA F.; CASTELLETTI A.; GIULIANI M.; REED P. M. Evolutionary algorithms and other metaheuristics in water resources: Current status, research challenges and future directions. **Environmental Modelling & Software**, v. 62, p. 271-299, 2014.

MARSH, M. T.; SCHILLING, D. A. Equity measurement in facility location analysis: A review and framework. **European Journal of Operational Research**, v. 74, p. 1-17, 1994.

MPCA Minnesota Pollution Control Agency. **Lower Minnesota River Low Flow Dissolved Oxygen TMDL**. Minnesota, 2004.

NASCIMENTO L. S. V.; REIS L. F. R. Operação de múltiplos reservatórios destinados à geração hidrelétrica utilizando uma estratégia híbrida de otimização. **Revista Brasileira de Recursos Hídricos**, v. 14, n. 4, p. 39-49, 2009.

NEVES, C. L. Calibração de parâmetros de modelos hidráulicos de redes de distribuição de água para estudos de operação de rede. 2007. 132 f. Dissertação (Mestrado em Tecnologia Ambiental e Recursos Hídricos) - Universidade de Brasília, Brasília, DF. 2007.

NICKLOW, J. W.; REED, P. M.; SAVIC, D.; DESSALEGNE, T.; HARRELL, L.; CHAN- HILTON, A.; KARAMOUZ, M.; MINSKER, B.; OSTFELD, A., SINGH, A.; ZECHMAN, E. State of the art for genetic algorithms and beyond in water resources planning and management. **Journal of Water Resources Planning and Management**, v. 136, n. 4, p. 412-432, 2010.

O'CONNOR, D.J., DOBBINS, W.E. Mechanism of reaeration in natural streams. **Journal Sanitary Engineering Division**, ASCE, 123. p. 641-666, 1958.

ORLOB, G. T. Water-Quality Modeling for Decision Making. **Journal of Water Resources Planning and Management**, v. 118, n. 3, p. 295-307, 1992.

PALIWAL, R.; SHARMA, P.; KANSAL, A. Water quality modelling of the river Yamuna (India) using QUAL2E-UNCAS. **Journal of Environmental Management**, v. 83, n. 2, p. 131–144, 2007.

POPEL, H.J. **Aeration and gas transfer**. 2 ed. Delft. Delft University of Technology. 169 p. 1979.

QASIM, S.R. **Wastewater treatment plants: planning, design and operation**. Holt, Rinehart and Winston, New York, 1985.

REED, P.; MINSKER, B. S.; GOLDBERG, D. E. Designing a competent simple genetic algorithm for search and optimization. **Water Resources Research**, v. 36, n. 12, p. 3757–3761, 2000.

REED P. M.; HADKA D.; HERMAN J. D.; KASPRZYK J. R.; KOLLAT J. B. Evolutionary multiobjective optimization in water resources: the past, present, and future. **Adv. Water Resources**, v. 51, p. 438-456, 2013.

REINERS, T.; VOB, S. Teaching meta-heuristics within virtual learning environments. **International Transactions in Operational Research**, v. 11, p. 225-238, 2003.

RODE M.; ARHONDITSIS G.; BALIN D.; KEBEDE T.; KRYSANOVA V.; ZEE, A. New challenges in integrated water quality modelling. **Hydrol Process**, v. 24, p. 3447–3461, 2010.

RODRIGUES, D. B. B.; DE OLIVEIRA, P. T. S.; GOMES, A. O.; CAVAZZANA, G. H.; IDE, C. N. Análise da qualidade da água de Rio Anhanduí – MS utilizando o modelo QUAL-UFMG. In: SIMPÓSIO BRASILEIRO DE RECURSOS HÍDRICOS, 18, 2009. Campo Grande, Mato Grosso do Sul. **Anais eletrônicos**.

RORIZ, G. M. **Desenvolvimento de ferramenta de suporte à decisão em recursos hídricos através da automatização dos modelos QUAL2E e GWLF**. 2002. Dissertação (Mestrado em Engenharia Ambiental) – Universidade Federal do Espírito Santo, Vitória, 2002.

SAADATPOUR, M.; AFSHAR, A. Waste Load allocation modeling with fuzzy goals; simulation-optimization approach. **Water Resources Management**, v. 21, p. 1207-1224, 2007.

SALIM, F. P. C. **Desenvolvimento de sistema de suporte à decisão para o gerenciamento da qualidade das águas em rios considerando múltiplas fontes de poluição pontual**. 2004. 126 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Ambiental) - Universidade Federal do Espírito Santo, Vitória, 2004.

SALLA, M. R.; PEREIRA, C. E.; ALAMY FILHO, J. E.; DE PAULA, L. M.; PINHEIRO, A. M. Estudo da autodepuração do Rio Jordão, localizado na bacia hidrográfica do Rio Dourados. **Revista Engenharia Sanitária e Ambiental**, v. 18, n. 2, p. 105-114, 2013.

SALLA, M. R.; PAREDES-ARQUIOLA, J.; SOLERA, A.; ALVAREZ, J. A.; PEREIRA, C. E.; ALAMY FILHO, J. E.; OLIVEIRA, A. L. Integrated modeling of water quantity

and quality in the Araguari River basin, Brazil. **Latin American Journal of Aquatic Research**, v. 42, n. 1, p. 224-244, 2014.

SANTORO, M. C. **Modelo de otimização para determinação de eficiências de sistemas de tratamento de efluentes domésticos no âmbito de uma bacia hidrográfica**. 2016. 128 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Ambiental) - Universidade Federal do Espírito Santo, Vitória, 2016.

SANTORO, M. C.; REIS, J. A. T. dos; MENDONÇA, A. S. F. Performance evaluation of optimization models in the determination of wastewater treatment efficiencies inside watersheds. **Revista Brasileira de Recursos Hídricos**, v. 21, p. 694-706, 2016.

SILVA, G. S.; JARDIM, W. F. Aplicação do método da carga máxima total diária (CMTD) para a amônia no Rio Atibaia, região de Campinas/Paulínia – SP. **Engenharia Sanitária Ambiental**, v. 12, n.2, p. 160-168, 2007.

SINGH, K. P.; BASANTI, A.; MALIK, A.; JAIN, G. Artificial neural network modeling of the river water quality - A case study. **Ecological Modelling**, v. 220, p. 888-895, 2009.

SOUSA, J.; RIBEIRO, A.; CUNHA, M. C., ANTUNES, A. An optimization approach to wastewater systems planning at regional level. **Journal of Hydroinformatics**, v. 4, n. 2, p. 115-123, 2002.

SOUZA, J. R.; MORAES, M. E. B.; SONODA, S. L.; SANTOS, H. C. R. A importância da qualidade da água e os seus múltiplos usos: caso Rio Almada, sul da Bahia, Brasil. **REDE -Revista Eletrônica do Prodepa**, v. 8, n. 1, p. 26-45, 2014.

SULLIVAN, C. A. Planning for the Murray-Darling Basin: Lessons from transboundary basins around the world. **Stochastic Environmental Research and Risk Assessment**, v. 28, n.1, p. 123-136, 2014.

TELES, M. L.; GOMES, H. M. Comparação de algoritmos genéticos e programação quadrática sequencial para otimização de problemas em engenharia. **Rev. Teoria e prática na Engenharia Civil**, n. 15, p. 29-39, 2010.

TEODORO, A.; IDE, C. N.; RIBEIRO, M. L.; BROCH, A. O.; DA SILVA, J. B. Implementação do conceito Capacidade de Diluição de Efluentes no modelo de qualidade da água QUAL-UFGM: estudo de caso no Rio Taquarizinho (MS). **Revista Engenharia Sanitária e Ambiental**, v. 18, n. 3, p. 275-288, 2013.

THOMANN, R. V.; MUELLER, J. A. **Principles of surface water quality modeling and control**. New York: Harper & Row, 1987.

TONON, K. **Modelagem da qualidade da água utilizando os modelos STREETER-PHELPS e QUAL-UFGM na bacia do rio Lambari – Poços de Caldas-MG**. 2014. 168 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Ambiental) – Universidade Federal de Alfenas, Poços de Caldas, 2014.

TUCCI, C. E. M. **Modelos Hidrológicos**. 2 ed. Porto Alegre: Editora da FRGS, 2005.

TUNDISI, J.G.; MATSUMURA-TUNDISI, T. **Recursos hídricos no século XXI**. São Paulo: Oficina de Textos, 2011.

USEPA (United States Environmental Protection Agency). **TMDL Case study: The Lower Minnesota River**. EPA841-F-92-011. Washington: EPA, 1992.

USEPA (United States Environmental Protection Agency). Summary of the Clean Water Act. Disponível em < <https://www.epa.gov/laws-regulations/summary-clean-water-act>>. Acesso em: 10 jan. 2018.

VALORY, J. P. L. **Aplicação combinada de método de otimização e modelo de qualidade de água na determinação de eficiências de sistemas de tratamento de efluentes domésticos: uma abordagem para o gerenciamento de bacias hidrográficas**. 2013. 114 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Ambiental) - Universidade Federal do Espírito Santo, Vitória, 2013.

VALORY, J. P. L.; REIS, J. A. T. dos; MENDONÇA, A. S. F. Combining Genetic Algorithms with a Water Quality Model to Determine Efficiencies of Sewage Treatment Systems in Watersheds. **Journal of Environmental Engineering** (New York, N.Y.), v. 142, p. 04015080-04015080-9, 2016.

VASQUEZ, J. A.; MAIER H. R.; LENCE, B. J.; TOLSON, B. A.; FOSCHI, R. O. Achieving water quality system reliability using genetic algorithms. **Journal of Environmental Engineering**, v. 126, n. 10, p. 954-962, 2000.

VEIGA, L. B. E., MAGRINI, A. The Brazilian Water Resources Management Policy: Fifteen Years of Success and Challenges. **Water Resources Management**, v. 27, p. 2287–2302, 2013.

VON SPERLING, M. **Princípios do tratamento biológico de águas residuárias – Estudos e modelagem da qualidade da água de rios**. Belo Horizonte, Departamento de Engenharia Sanitária e Ambiental, UFMG. 2007.

VON SPERLING, M. **Modelagem da qualidade das águas da bacia do rio Una após reversão dos efluentes tratados de Iguaba Grande, São Pedro da Aldeia e Cabo Frio**. Fundação Christiano Ottoni. Universidade Federal de Minas Gerais, 2008.

VON SPERLING, M. **Estudos e Modelagem da Qualidade da Água de Rios**. 2. ed. Belo Horizonte: Editora UFMG, 2014a. 592 p.

VON SPERLING, M. **Introdução à qualidade das águas e ao tratamento de esgotos**. 4. ed. Belo Horizonte: Editora UFMG, 2014b. 472 p.

WANG, Q.; LI, S.; JIA, P.; QI, C.; DING, F. A Review of Surface Water Quality Models. **The Scientific World Journal**, v. 13, 2013.

WANG, X.; ZHANG, J.; GAO, J.; SHAHID, S.; XIA, X.; GENG, Z.; TANG, L. The new concept of water resources management in China: ensuring water security in changing environment. **Environment, Development and Sustainability**, v. 20, p.897-909, 2018.

YANDAMURI, S. R. M.; SRINIVASAN, K.; BHALLAMUDI, S. M. Multiobjective optimal waste load allocation models for rivers using nondominated sorting genetic algorithm-II. **Journal of Water Resources Planning and Management**, v. 132, n. 3, p. 133-143, 2006.

ZANDONADI, L. U.; MENDONÇA, A. S. F.; REIS, J. A. T. Outorga de lançamento de efluentes em rios - estimativas de vazões de diluição. **Revista Brasileira de Recursos Hídricos**, v. 20, n. 1, p. 179-191, 2015.

ZEFERINO, J. A. D. **Optimization models for wastewater systems planning at regional level: deterministic and robust approaches**. 2011. 247 f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil). Universidade de Coimbra, Portugal, 2011.

ZEFERINO, J. A.; CUNHA, M. C.; ANTUNES, A. P. Adapted optimization model for planning regional wastewater systems: case study. **Water Science and Technology**, v. 76, n. 5, p. 1196-1205, 2017.

ZORZAL, R. **Sistema de suporte à Decisão para Análise de Outorga de Lançamento de Efluentes de Fontes Pontuais em Rios**. 2009. 202f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Ambiental). Universidade Federal do Espírito Santo, Vitória, 2009.

ZUFFEREY, N. Metaheuristics: Some Principles for an Efficient Design. **Computer Technology and Application**, v. 3, p. 446-462, 2012.

APÊNDICE A - Somatório e número de trechos com violações de DBO e OD para o cenário hipotético

Tabela A 1 - Somatório de violações e número de trechos com violações de DBO e OD para cada ponto do novo lançamento com vazão de 6,1 L/s

(continua)

Ponto (km)	Somatório violações (mg/L)		Número de trechos com violações		Módulo da diferença ocasionada pela alteração de 1 km no ponto de lançamento*			
					Somatório (mg/L)		Nº de trechos	
	DBO	OD	DBO	OD	DBO	OD	DBO	OD
1	501,1	33,4	45	19	-	-	-	-
2	350,4	2,6	48	11	151	31	3	8
3	261,3	0	48	0	89	3	0	11
4	199,8	0	47	0	61	-	1	-
5	154,2	0	46	0	46	-	1	-
6	119,1	0	43	0	35	-	3	-
7	91,4	0	41	0	28	-	2	-
8	69,2	0	37	0	22	-	4	-
9	51,5	0	34	0	18	-	3	-
10	37,3	0	30	0	14	-	4	-
11	26,0	0	26	0	11	-	4	-
12	17,2	0	22	0	9	-	4	-
13	10,5	0	18	0	7	-	4	-
14	5,7	0	14	0	5	-	4	-
15	2,4	0	9	0	3	-	5	-
16	0,6	0	5	0	2	-	4	-
17	0	0	0	0	1	-	5	-
18	0	0	0	0	-	-	-	-
19	0	0	0	0	-	-	-	-
20	0	0	0	0	-	-	-	-
21	0	0	0	0	-	-	-	-
22	0	0	0	0	-	-	-	-
23	0	0	0	0	-	-	-	-
24	0	0	0	0	-	-	-	-
25	0	0	0	0	-	-	-	-
26	0	0	0	0	-	-	-	-
27	0	0	0	0	-	-	-	-
28	0	0	0	0	-	-	-	-
29	0	0	0	0	-	-	-	-
30	0	0	0	0	-	-	-	-

Tabela A 1 - Somatório de violações e número de trechos com violações de DBO e OD para cada ponto do novo lançamento com vazão de 6,1 L/s

(conclusão)

Ponto (km)	Somatório violações (mg/L)		Número de trechos com violações		Módulo da diferença ocasionada pela alteração de 1 km no ponto de lançamento*			
					Somatório (mg/L)		Nº de trechos	
	DBO	OD	DBO	OD	DBO	OD	DBO	OD
30	0	0	0	0	-	-	-	-
31	0	0	0	0	-	-	-	-
32	0	0	0	0	-	-	-	-
33	0	0	0	0	-	-	-	-
34	0	0	0	0	-	-	-	-
35	0	0	0	0	-	-	-	-
36	0	0	0	0	-	-	-	-
37	0	0	0	0	-	-	-	-
38	0	0	0	0	-	-	-	-
39	0	0	0	0	-	-	-	-
40	0	0	0	0	-	-	-	-
41	0	0	0	0	-	-	-	-
42	0	0	0	0	-	-	-	-
43	0	0	0	0	-	-	-	-
44	0	0	0	0	-	-	-	-
45	0	0	0	0	-	-	-	-
46	0	0	0	0	-	-	-	-
47	0	0	0	0	-	-	-	-
48	0	0	0	0	-	-	-	-
49	0	0	0	0	-	-	-	-
50	0	0	0	0	-	-	-	-
51	0	0	0	0	-	-	-	-
52	0	0	0	0	-	-	-	-
53	0	0	0	0	-	-	-	-
54	0	0	0	0	-	-	-	-
55	0	0	0	0	-	-	-	-
56	0	0	0	0	-	-	-	-
57	0	0	0	0	-	-	-	-

*Diferença do somatório ou número de trechos entre o ponto de lançamento anterior e o ponto correspondente.

Tabela A 2 - Somatório de violações e número de trechos com violações de DBO e OD para cada ponto do novo lançamento com vazão de 24,3 L/s

(continua)

Ponto (km)	Somatório violações (mg/L)		Número de trechos com violações		Módulo da diferença ocasionada pela alteração de 1 km no ponto de lançamento*			
					Somatório (mg/L)		Nº de trechos	
	DBO	OD	DBO	OD	DBO	OD	DBO	OD
3	1790,5	144,0	128	60	-	-	-	-
4	1596,5	98,9	134	58	194	45	6	2
5	1441,6	65,6	138	54	155	33	4	4
6	1313	40,5	141	49	129	25	3	5
7	1203,4	21,8	143	43	110	19	2	6
8	1108	8,6	144	33	95	13	1	10
9	1023,9	0,8	144	15	84	8	0	18
10	946,1	0	134	0	78	1	10	15
11	871,4	0	124	0	75	-	10	-
12	799,2	0	114	0	72	-	10	-
13	728,5	0	104	0	71	-	10	-
14	658,9	0	94	0	70	-	10	-
15	590	0	84	0	69	-	10	-
16	522,3	0	83	0	68	-	1	-
17	457,8	0	84	0	64	-	1	-
18	396,2	0	85	0	62	-	1	-
19	337,2	0	86	0	59	-	1	-
20	280,4	0	87	0	57	-	1	-
21	225,8	0	88	0	55	-	1	-
22	173,1	0	88	0	53	-	0	-
23	120,9	0	78	0	52	-	10	-
24	92,7	0	68	0	28	-	10	-
25	80,4	0	58	0	12	-	10	-
26	67,6	0	48	0	13	-	10	-
27	55,8	0	39	0	12	-	9	-
28	42,2	0	29	0	14	-	10	-
29	28,1	0	19	0	14	-	10	-
30	13,5	0	9	0	15	-	10	-
31	0	0	0	0	14	-	9	-
32	0	0	0	0	-	-	-	-
33	0	0	0	0	-	-	-	-
34	0	0	0	0	-	-	-	-
35	0	0	0	0	-	-	-	-

Tabela A 2 - Somatório de violações e número de trechos com violações de DBO e OD para cada ponto do novo lançamento com vazão de 24,3 L/s

(conclusão)

Ponto (km)	Somatório violações (mg/L)		Número de trechos com violações		Módulo da diferença ocasionada pela alteração de 1 km no ponto de lançamento*			
					Somatório (mg/L)		Nº de trechos	
	DBO	OD	DBO	OD	DBO	OD	DBO	OD
35	0	0	0	0	-	-	-	-
36	0	0	0	0	-	-	-	-
37	0	0	0	0	-	-	-	-
38	0	0	0	0	-	-	-	-
39	0	0	0	0	-	-	-	-
40	0	0	0	0	-	-	-	-
41	0	0	0	0	-	-	-	-
42	0	0	0	0	-	-	-	-
43	0	0	0	0	-	-	-	-
44	0	0	0	0	-	-	-	-
45	0	0	0	0	-	-	-	-
46	0	0	0	0	-	-	-	-
47	0	0	0	0	-	-	-	-
48	0	0	0	0	-	-	-	-
49	0	0	0	0	-	-	-	-
50	0	0	0	0	-	-	-	-
51	0	0	0	0	-	-	-	-
52	0	0	0	0	-	-	-	-
53	0	0	0	0	-	-	-	-
54	0	0	0	0	-	-	-	-
55	0	0	0	0	-	-	-	-
56	0	0	0	0	-	-	-	-
57	0	0	0	0	-	-	-	-

*Diferença do somatório ou número de trechos entre o ponto de lançamento anterior e o ponto correspondente.

APÊNDICE B - Eficiência de tratamento requerida pelo novo lançamento para o cenário hipotético

Tabela B 1 - Eficiência de remoção de DBO para cada ponto do novo lançamento

(continua)

Ponto do novo lançamento (km)	Eficiência de remoção de DBO (%)		Módulo da diferença ocasionada pela alteração de 1 km no ponto de lançamento*	
	6,1 L/s	24,3 L/s	6,1 L/s	24,3 L/s
1	93,1	-	-	-
2	87,5	-	5,6	-
3	81,8	94,5	5,7	-
4	76,1	93,1	5,7	1,4
5	70,3	91,6	5,8	1,4
6	64,5	90,2	5,8	1,5
7	58,7	88,7	5,8	1,5
8	52,8	87,3	5,9	1,5
9	47,0	85,8	5,9	1,5
10	41,1	84,3	5,9	1,5
11	35,1	82,8	5,9	1,5
12	29,2	81,4	5,9	1,5
13	23,2	79,9	6,0	1,5
14	17,3	78,4	6,0	1,5
15	11,3	76,9	6,0	1,5
16	5,3	75,4	6,0	1,5
17	0,0	73,9	5,3	1,5
18	0,0	72,4	-	1,5
19	0,0	70,9	-	1,5
20	0,0	69,4	-	1,5
21	0,0	67,8	-	1,5
22	0,0	66,3	-	1,5
23	0,0	64,8	-	1,5
24	0,0	37,8	-	27,0
25	0,0	36,2	-	1,6
26	0,0	34,6	-	1,6
27	0,0	33,0	-	1,6
28	0,0	31,4	-	1,6
29	0,0	29,8	-	1,6
30	0,0	28,2	-	1,6
31	0,0	0,0	-	28,2

Tabela B 1 - Eficiência de remoção de DBO para cada ponto do novo lançamento

(conclusão)

Ponto do novo lançamento (km)	Eficiência de remoção de DBO (%)		Módulo da diferença ocasionada pela alteração de 1 km no ponto de lançamento*	
	6,1 L/s	24,3 L/s	6,1 L/s	24,3 L/s
32	0,0	0,0	-	-
33	0,0	0,0	-	-
34	0,0	0,0	-	-
35	0,0	0,0	-	-
36	0,0	0,0	-	-
37	0,0	0,0	-	-
38	0,0	0,0	-	-
39	0,0	0,0	-	-
40	0,0	0,0	-	-
41	0,0	0,0	-	-
42	0,0	0,0	-	-
43	0,0	0,0	-	-
44	0,0	0,0	-	-
45	0,0	0,0	-	-
46	0,0	0,0	-	-
47	0,0	0,0	-	-
48	0,0	0,0	-	-
49	0,0	0,0	-	-
50	0,0	0,0	-	-
51	0,0	0,0	-	-
52	0,0	0,0	-	-
53	0,0	0,0	-	-
54	0,0	0,0	-	-
55	0,0	0,0	-	-
56	0,0	0,0	-	-
57	0,0	0,0	-	-

*Diferença da eficiência de remoção de DBO entre o ponto de lançamento anterior e o ponto correspondente.

APÊNDICE C - Somatório e número de trechos com violações de DBO e OD para o cenário 2030

Tabela C 1 - Somatório de violações e número de trechos com violações de DBO e OD para cada ponto do novo lançamento com vazão de 6,1 L/s

(continua)

Ponto (km)	Somatório violações (mg/L)		Número de trechos com violações		Módulo da diferença ocasionada pela alteração de 1 km no ponto de lançamento*			
					Somatório (mg/L)		Nº de trechos	
	DBO	OD	DBO	OD	DBO	OD	DBO	OD
1	1382,2	39,4	334	21	-	-	-	-
2	1252,1	6,3	340	15	130	33	6	6
3	1178,4	0	345	0	74	6	5	15
4	1130,1	0	347	0	48	-	2	-
5	1096,6	0	348	0	34	-	1	-
6	1073,0	0	348	0	24	-	0	-
7	1056,6	0	349	0	16	-	1	-
8	1045,8	0	348	0	11	-	1	-
9	1039,5	0	348	0	6	-	0	-
10	1036,9	0	345	0	3	-	3	-
11	1036,5	0	337	0	0	-	8	-
12	1037,1	0	329	0	1	-	8	-
13	1038,8	0	323	0	2	-	6	-
14	1041,3	0	318	0	3	-	5	-
15	1044,5	0	313	0	3	-	5	-
16	1048,3	0	307	0	4	-	6	-
17	1036,8	0	308	0	12	-	1	-
18	1018,7	0	313	0	18	-	5	-
19	1000,6	0	318	0	18	-	5	-
20	982,6	0	323	0	18	-	5	-
21	964,6	0	328	0	18	-	5	-
22	946,6	0	332	0	18	-	4	-
23	928,7	0	337	0	18	-	5	-
24	915,8	0	341	0	13	-	4	-
25	906,1	0	345	0	10	-	4	-
26	896,4	0	349	0	10	-	4	-
27	886,7	0	352	0	10	-	3	-
28	877,0	0	356	0	10	-	4	-
29	867,3	0	359	0	10	-	3	-
30	857,6	0	362	0	10	-	3	-

Tabela C 1 - Somatório de violações e número de trechos com violações de DBO e OD para cada ponto do novo lançamento com vazão de 6,1 L/s

(conclusão)

Ponto (km)	Somatório violações (mg/L)		Número de trechos com violações		Módulo da diferença ocasionada pela alteração de 1 km no ponto de lançamento*			
					Somatório (mg/L)		Nº de trechos	
	DBO	OD	DBO	OD	DBO	OD	DBO	OD
31	849,2	0	365	0	8	-	3	-
32	846,9	0	357	0	2	-	8	-
33	845,6	0	348	0	1	-	9	-
34	845,1	0	339	0	1	-	9	-
35	845,5	0	331	0	0	-	8	-
36	845,9	0	323	0	0	-	8	-
37	839,1	0	324	0	7	-	1	-
38	833,8	0	325	0	5	-	1	-
39	828,4	0	326	0	5	-	1	-
40	822,9	0	327	0	6	-	1	-
41	817,4	0	328	0	6	-	1	-
42	811,9	0	329	0	6	-	1	-
43	806,4	0	330	0	6	-	1	-
44	800,8	0	332	0	6	-	2	-
45	795,2	0	333	0	6	-	1	-
46	789,5	0	334	0	6	-	1	-
47	783,9	0	335	0	6	-	1	-
48	778,1	0	336	0	6	-	1	-
49	772,8	0	327	0	5	-	9	-
50	768,3	0	318	0	5	-	9	-
51	764,5	0	309	0	4	-	9	-
52	761,5	0	301	0	3	-	8	-
53	759,2	0	292	0	2	-	9	-
54	757,6	0	283	0	2	-	9	-
55	756,7	0	274	0	1	-	9	-
56	756,4	0	266	0	0	-	8	-
57	756,4	0	266	0	0	-	0	-

*Diferença do somatório ou número de trechos entre o ponto de lançamento anterior e o ponto correspondente.

Tabela C 2 - Somatório de violações e número de trechos com violações de DBO e OD para cada ponto do novo lançamento com vazão de 24,3 L/s

(continua)

Ponto (km)	Somatório violações (mg/L)		Número de trechos com violações		Módulo da diferença ocasionada pela alteração de 1 km no ponto de lançamento*			
					Somatório (mg/L)		Nº de trechos	
	DBO	OD	DBO	OD	DBO	OD	DBO	OD
3	3008,0	160,5	434	65	-	-	-	-
4	2855,1	114,9	437	64	153	46	3	1
5	2733,0	80,7	441	61	122	34	4	3
6	2631,1	54,3	445	56	102	26	4	5
7	2543,4	35,5	449	77	88	19	4	21
8	2466,3	24,5	452	84	77	11	3	7
9	2397,0	19,2	448	85	69	5	4	1
10	2333,4	19,2	443	75	64	0	5	10
11	2274,2	25,0	439	67	59	6	4	8
12	2218,7	30,6	435	69	55	6	4	2
13	2166,0	34,3	431	68	53	4	4	1
14	2115,8	35,4	427	66	50	1	4	2
15	2067,4	33,5	423	62	48	2	4	4
16	2020,7	28,8	420	57	47	5	3	5
17	1963,0	22,2	417	50	58	7	3	7
18	1900,1	14,7	417	42	63	8	0	8
19	1837,1	7,4	417	31	63	7	0	11
20	1774,1	1,9	417	18	63	5	0	13
21	1710,8	0	417	0	63	2	0	18
22	1647,2	0	417	0	64	-	0	-
23	1583,4	0	417	0	64	-	0	-
24	1537,2	0	417	0	46	-	0	-
25	1502,7	0	417	0	35	-	0	-
26	1468,1	0	417	0	35	-	0	-
27	1433,1	0	417	0	35	-	0	-
28	1398,0	0	417	0	35	-	0	-
29	1362,5	0	417	0	36	-	0	-
30	1326,8	0	417	0	36	-	0	-
31	1293,8	0	415	0	33	-	2	-
32	1273,5	0	405	0	20	-	10	-
33	1253,9	0	395	0	20	-	10	-
34	1235,1	0	385	0	19	-	10	-
35	1217,0	0	375	0	18	-	10	-

Tabela C 2 - Somatório de violações e número de trechos com violações de DBO e OD para cada ponto do novo lançamento com vazão de 24,3 L/s

(conclusão)

Ponto (km)	Somatório violações (mg/L)		Número de trechos com violações		Módulo da diferença ocasionada pela alteração de 1 km no ponto de lançamento*			
					Somatório (mg/L)		Nº de trechos	
	DBO	OD	DBO	OD	DBO	OD	DBO	OD
36	1198,8	0	366	0	18	-	9	-
37	1173,5	0	366	0	25	-	0	-
38	1153,4	0	366	0	20	-	0	-
39	1133,2	0	366	0	20	-	0	-
40	1112,8	0	366	0	20	-	0	-
41	1092,3	0	366	0	21	-	0	-
42	1071,6	0	366	0	21	-	0	-
43	1050,7	0	366	0	21	-	0	-
44	1029,7	0	366	0	21	-	0	-
45	1008,5	0	366	0	21	-	0	-
46	987,2	0	366	0	21	-	0	-
47	965,7	0	366	0	21	-	0	-
48	944,0	0	366	0	22	-	0	-
49	922,6	0	356	0	21	-	10	-
50	901,8	0	346	0	21	-	10	-
51	881,7	0	336	0	20	-	10	-
52	862,2	0	326	0	20	-	10	-
53	843,3	0	316	0	19	-	10	-
54	824,9	0	306	0	18	-	10	-
55	807,0	0	296	0	18	-	10	-
56	789,7	0	286	0	17	-	10	-
57	772,8	0	276	0	17	-	10	-

*Diferença do somatório ou número de trechos entre o ponto de lançamento anterior e o ponto correspondente.

APÊNDICE D - Eficiência de tratamento requerida pelo novo lançamento para o cenário 2030 - Função objetivo I

Tabela D 1 - Eficiência de remoção de DBO para cada ponto do novo lançamento a partir da obtenção das eficiências dos lançamentos existentes pela função objetivo I

Ponto do novo lançamento (km)	Eficiência de remoção de DBO (%)		Módulo da diferença ocasionada pela alteração de 1 km no ponto de lançamento*	
	6,1 L/s	24,3 L/s	6,1 L/s	24,3 L/s
37	29,4	81,4	-	-
38	18,0	78,6	11,4	2,9
39	6,8	75,8	11,2	2,8
40	0	73,0	6,8	2,8
41	0	70,2	-	2,7
42	0	67,6	-	2,7
43	0	64,9	-	2,7
44	0	62,3	-	2,6
45	0	59,7	-	2,6
46	0	57,1	-	2,6
47	0	54,6	-	2,5
48	0	52,1	-	2,5
49	0	49,6	-	2,5
50	0	47,2	-	2,4
51	0	44,8	-	2,4
52	0	42,4	-	2,4
53	0	40,0	-	2,4
54	0	37,7	-	2,3
55	0	35,4	-	2,3
56	0	33,1	-	2,3
57	0	30,8	-	2,3

*Diferença da eficiência de remoção de DBO entre o ponto de lançamento anterior e o ponto correspondente.

APÊNDICE E - Eficiência requerida pelo novo lançamento para o cenário 2030 - Função objetivo II

**Tabela E 1 - Eficiência de remoção de DBO para cada ponto do novo lançamento a partir da
obtenção das eficiências dos lançamentos existentes pela função objetivo II**

(continua)

Ponto do novo lançamento (km)	Eficiência de remoção de DBO (%)		Módulo da diferença ocasionada pela alteração de 1 km no ponto de lançamento*	
	6,1 L/s	24,3 L/s	6,1 L/s	24,3 L/s
2	93,6	-	-	-
3	90,5	-	3,1	-
4	87,2	-	3,3	-
5	83,8	-	3,4	-
6	80,3	94,1	3,5	-
7	76,6	93,2	3,6	0,9
8	73,0	92,3	3,7	0,9
9	69,2	91,4	3,7	0,9
10	65,4	90,4	3,8	0,9
11	61,6	89,5	3,9	1,0
12	57,7	88,5	3,9	1,0
13	53,7	87,5	3,9	1,0
14	49,8	86,5	4,0	1,0
15	51,2	86,8	1,4	0,3
16	54,5	87,7	3,4	0,9
17	51,8	87,0	2,8	0,7
18	46,6	85,7	5,2	1,3
19	44,6	84,8	2,0	0,9
20	47,8	85,7	3,1	0,8
21	50,7	86,4	2,9	0,8
22	53,3	87,1	2,6	0,7
23	55,7	87,7	2,4	0,6
24	57,5	88,2	1,8	0,5
25	58,9	88,6	1,4	0,4
26	60,2	88,9	1,3	0,4
27	61,5	89,3	1,3	0,3
28	62,7	89,6	1,2	0,3
29	63,8	89,9	1,2	0,3
30	64,9	90,2	1,1	0,3
31	65,9	90,5	1,0	0,3

Tabela E 1 - Eficiência de remoção de DBO para cada ponto do novo lançamento a partir da obtenção das eficiências dos lançamentos existentes pela função objetivo II

(conclusão)

Ponto do novo lançamento (km)	Eficiência de remoção de DBO (%)		Módulo da diferença ocasionada pela alteração de 1 km no ponto de lançamento*	
	6,1 L/s	24,3 L/s	6,1 L/s	24,3 L/s
32	66,7	90,7	0,8	0,2
33	67,5	90,9	0,8	0,2
34	68,2	91,1	0,7	0,2
35	68,9	91,3	0,7	0,2
36	68,4	91,2	0,5	0,1
37	1,0	74,2	67,4	16,9
38	1,0	71,5	0,0	2,7
39	1,0	68,8	0,0	2,7
40	1,0	66,2	0,0	2,6
41	1,0	63,6	0,0	2,6
42	1,0	61,0	0,0	2,6
43	1,0	58,5	0,0	2,5
44	1,0	56,0	0,0	2,5
45	1,0	53,5	0,0	2,5
46	1,0	51,0	0,0	2,4
47	1,0	48,6	0,0	2,4
48	1,0	46,2	0,0	2,4
49	1,0	43,8	0,0	2,4
50	1,0	41,5	0,0	2,3
51	1,0	39,2	0,0	2,3
52	1,0	36,9	0,0	2,3
53	1,0	34,6	0,0	2,3
54	1,0	32,4	0,0	2,2
55	1,0	30,2	0,0	2,2
56	1,0	28,0	0,0	2,2
57	1,0	25,8	0,0	2,2

*Diferença da eficiência de remoção de DBO entre o ponto de lançamento anterior e o ponto correspondente.

**APÊNDICE F - Eficiências de tratamento requeridas pelo conjunto de efluentes
para o cenário 2030 - Função objetivo I**

**Tabela F 1- Eficiências de remoção de DBO do conjunto de efluentes obtidas pela função
objetivo I para cada ponto do novo lançamento com vazão de 6,1 L/s**

Ponto (km)	Eficiência de remoção de DBO (%)							(continua)
	Ibatiba	Irupi	lúna	S. Trindade	N.S. Graças	Novo	Σ	Módulo da diferença no Σ ocasionada pela alteração de 1 km no ponto de lançamento*
2	84,3	81,5	19,0	0,0	0,0	93,8	278,6	-
3	84,5	81,5	19,0	0,0	0,0	90,5	275,5	3,1
4	84,8	81,4	19,0	0,0	0,0	87,2	272,4	3,1
5	85,2	81,5	19,0	0,0	0,0	83,8	269,5	2,9
6	86,0	81,4	18,8	0,0	0,0	80,4	266,6	2,9
7	86,4	81,5	19,0	0,0	0,0	76,7	263,6	3,0
8	87,2	81,5	19,0	0,0	0,0	73,0	260,6	3,0
9	88,1	81,4	19,0	0,0	0,0	69,2	257,6	3,0
10	89,1	81,4	19,0	0,0	0,0	65,4	254,9	2,7
11	90,5	81,4	18,8	0,0	0,0	61,6	252,3	2,7
12	91,5	81,4	19,0	0,0	0,0	57,7	249,5	2,7
13	92,9	81,5	19,0	0,0	0,0	53,7	247,1	2,5
14	94,5	81,5	19,0	0,0	0,0	49,8	244,7	2,4
15	95,0	81,5	19,0	0,0	0,0	51,3	246,8	2,0
16	95,0	81,5	19,0	0,0	0,0	54,5	250,0	3,2
17	95,0	81,4	19,8	0,0	0,0	51,9	248,1	1,9
18	95,0	81,5	21,1	0,0	0,0	46,6	244,2	3,9
19	95,0	81,5	22,4	0,0	0,0	41,7	240,7	3,5
20	95,0	81,4	24,0	0,0	0,0	36,5	236,8	3,8
21	95,0	81,4	25,6	0,0	0,0	31,5	233,4	3,4
22	95,0	81,4	27,3	0,0	0,0	26,5	230,2	3,2
23	95,0	81,4	29,1	0,0	0,0	21,6	227,0	3,1
24	84,4	81,5	40,4	0,0	0,0	0,0	206,3	20,7
25	84,3	81,5	41,3	0,0	0,0	0,0	207,1	0,8
26	84,3	81,4	42,4	0,0	0,0	0,0	208,0	1,0
27	84,3	81,4	42,8	0,0	0,0	0,0	208,5	0,5
28	84,3	81,4	43,6	0,0	0,0	0,0	209,3	0,8
29	84,3	81,4	44,4	0,0	0,0	0,0	210,1	0,8
30	84,3	81,4	45,2	0,0	0,0	0,0	210,9	0,9

Tabela F 1 - Eficiências de remoção de DBO do conjunto de efluentes obtidas pela função objetivo I para cada ponto do novo lançamento com vazão de 6,1 L/s

Ponto (km)	Eficiência de remoção de DBO (%)							(conclusão) Módulo da diferença no Σ ocasionada pela alteração de 1 km no ponto de lançamento*
	Ibatiba	Irupi	lúna	S. Trindade	N.S. Graças	Novo	Σ	
31	84,3	81,5	46,0	0,0	0,0	0,0	211,8	0,8
32	84,3	81,4	46,7	0,0	0,0	0,0	212,4	0,6
33	84,3	81,5	47,3	0,0	0,0	0,0	213,1	0,7
34	84,3	81,5	48,0	0,0	0,0	0,0	213,8	0,7
35	84,3	81,4	48,7	0,0	0,0	0,0	214,4	0,6
36	84,3	81,5	49,0	0,0	0,0	0,0	214,7	0,4
37	84,3	81,4	28,3	0,0	0,0	0,0	194,1	20,7
38	84,3	81,4	24,9	0,0	0,0	0,0	190,5	3,6
39	84,3	81,5	21,3	0,0	0,0	0,0	187,1	3,4
40	84,3	81,4	19,1	0,0	0,0	0,0	184,8	2,3
41	84,3	81,4	19,1	0,0	0,0	0,0	184,8	0,0
42	84,3	81,5	19,1	0,0	0,0	0,0	184,9	0,1
43	84,3	81,4	19,1	0,0	0,0	0,0	184,8	0,1
44	84,3	81,4	19,1	0,0	0,0	0,0	184,8	0,0
45	84,3	81,4	19,1	0,0	0,0	0,0	184,8	0,0
46	84,3	81,5	19,1	0,0	0,0	0,0	184,9	0,1
47	84,3	81,5	19,1	0,0	0,0	0,0	184,9	0,0
48	84,3	81,5	19,1	0,0	0,0	0,0	184,9	0,0
49	84,3	81,4	19,1	0,0	0,0	0,0	184,8	0,1
50	84,3	81,5	19,1	0,0	0,0	0,0	184,9	0,1
51	84,3	81,4	19,1	0,0	0,0	0,0	184,8	0,1
52	84,3	81,5	19,1	0,0	0,0	0,0	184,9	0,1
53	84,3	81,5	19,1	0,0	0,0	0,0	184,9	0,0
54	84,3	81,4	19,1	0,0	0,0	0,0	184,8	0,1
55	84,3	81,5	19,1	0,0	0,0	0,0	184,9	0,1
56	84,3	81,4	19,1	0,0	0,0	0,0	184,8	0,1
57	84,3	81,4	19,1	0,0	0,0	0,0	184,8	0,0

*Diferença do somatório de eficiências de remoção de DBO entre o ponto de lançamento anterior e o ponto correspondente.

Tabela F 2 - Eficiências de remoção de DBO do conjunto de efluentes obtidas pela função objetivo I para cada ponto do novo lançamento com vazão de 24,3 L/s

(continua)

Ponto (km)	Eficiência de Remoção de DBO (%)							Módulo da diferença no Σ ocasionada pela alteração de 1 km no ponto de lançamento*
	Ibatiba	Irupi	lúna	S. Trindade	N.S. Graças	Novo	Σ	
6	85,5	81,4	18,7	0,0	0,0	94,1	279,7	-
7	86,2	81,4	18,7	0,0	0,0	93,2	279,5	0,2
8	87,0	81,4	18,7	0,0	0,0	92,3	279,3	0,1
9	88,8	81,6	18,1	0,0	0,0	91,5	280,0	0,7
10	89,4	81,6	18,5	0,0	0,0	90,4	279,9	0,1
11	90,1	81,5	18,7	0,0	0,0	89,5	279,7	0,2
12	91,7	81,5	18,5	0,0	0,0	88,5	280,2	0,5
13	91,8	81,5	18,7	0,0	0,0	88,8	280,8	0,6
14	92,5	81,4	18,6	0,0	0,0	88,9	281,4	0,6
15	94,5	81,4	18,7	0,0	0,0	87,4	281,9	0,5
16	92,4	81,4	18,6	0,0	0,0	90,4	282,8	0,9
17	91,9	81,5	19,5	0,0	0,0	90,1	282,9	0,1
18	89,9	81,4	20,8	0,0	0,0	90,3	282,4	0,5
19	85,5	81,5	22,0	0,0	0,0	92,8	281,7	0,6
20	84,3	81,4	22,8	0,0	0,0	93,1	281,5	0,2
21	84,3	81,4	24,3	0,0	0,0	91,5	281,4	0,1
22	84,3	81,5	27,1	0,0	0,0	88,3	281,2	0,2
23	84,7	81,4	27,6	0,0	0,0	88,0	281,7	0,5
24	84,3	81,5	39,9	0,0	0,0	74,7	280,3	1,3
25	84,3	81,5	46,8	0,0	0,0	67,8	280,4	0,1
26	84,3	81,5	47,8	0,0	0,0	67,8	281,4	0,9
27	84,3	81,5	49,3	0,0	0,0	67,3	282,3	1,0
28	84,3	81,5	46,5	0,0	0,0	71,0	283,4	1,0
29	84,3	81,4	23,1	0,0	0,0	94,7	283,5	0,1
30	84,5	81,4	22,8	0,0	0,0	95,0	283,6	0,2
31	84,5	81,5	22,9	0,0	0,0	95,0	283,9	0,2
32	84,3	81,5	23,4	0,0	0,0	94,9	284,0	0,1
33	84,3	81,4	23,3	0,0	0,0	95,0	284,0	0,0
34	84,3	81,5	23,5	0,0	0,0	95,0	284,3	0,2
35	84,3	81,5	24,2	0,0	0,0	94,5	284,4	0,2
36	84,3	81,4	24,0	0,0	0,0	94,4	284,1	0,3
37	84,3	81,5	19,1	0,0	0,0	81,4	266,3	17,8
38	84,3	81,4	19,1	0,0	0,0	78,6	263,3	3,0

Tabela F 2 - Eficiências de remoção de DBO do conjunto de efluentes obtidas pela função objetivo I para cada ponto do novo lançamento com vazão de 24,3 L/s

Ponto (km)	Eficiência de remoção de DBO (%)							(conclusão) Módulo da diferença no Σ ocasionada pela alteração de 1 km no ponto de lançamento*
	Ibatiba	Irupi	lúna	S. Trindade	N.S. Graças	Novo	Σ	
39	84,3	81,4	19,1	0,0	0,0	75,8	260,5	2,8
40	84,3	81,5	19,1	0,0	0,0	73,0	257,9	2,7
41	84,3	81,5	19,1	0,0	0,0	70,3	255,1	2,7
42	84,3	81,5	19,1	0,0	0,0	67,6	252,4	2,7
43	84,3	81,4	19,1	0,0	0,0	64,9	249,7	2,7
44	84,3	81,5	19,2	0,0	0,0	62,2	247,2	2,5
45	84,3	81,4	19,1	0,0	0,0	59,7	244,4	2,7
46	84,3	81,4	19,1	0,0	0,0	57,1	241,9	2,5
47	84,3	81,4	19,3	0,0	0,0	54,5	239,5	2,5
48	84,3	81,5	19,1	0,0	0,0	52,1	237,0	2,5
49	84,3	81,4	19,1	0,0	0,0	49,6	234,4	2,6
50	84,3	81,4	19,1	0,0	0,0	47,2	232,0	2,4
51	84,3	81,5	19,1	0,0	0,0	44,8	229,7	2,4
52	84,3	81,5	19,1	0,0	0,0	42,4	227,3	2,4
53	84,3	81,4	19,1	0,0	0,0	40,0	224,8	2,5
54	84,3	81,4	19,1	0,0	0,0	37,7	222,5	2,3
55	84,3	81,5	19,1	0,0	0,0	35,4	220,3	2,3
56	84,3	81,5	19,1	0,0	0,0	33,1	218,0	2,3
57	84,3	81,4	19,1	0,0	0,0	30,8	215,6	2,4

*Diferença do somatório de eficiências de remoção de DBO entre o ponto de lançamento anterior e o ponto correspondente.

APÊNDICE G - Eficiências de tratamento requeridas pelo conjunto de efluentes para o cenário 2030 - Função objetivo II

Tabela G 1 - Eficiências de remoção de DBO do conjunto de efluentes obtidas pela função objetivo II para cada ponto do novo lançamento com vazão de 6,1 L/s

Ponto (km)	Eficiência de remoção de DBO (%)							(continua)
	Ibatiba	Irupi	Iúna	S. Trindade	N. S. Graças	Novo	Σ	Módulo da diferença no Σ ocasionada pela alteração de 1 km no ponto de lançamento*
2	95,0	81,4	17,8	3,7	2,5	95,0	295,4	-
3	93,9	81,4	17,6	3,7	2,5	95,0	294,0	1,4
4	95,0	81,4	17,9	3,7	2,5	95,0	295,5	1,5
5	95,0	81,4	21,5	4,5	3,0	94,2	299,6	4,2
6	95,0	90,3	23,8	5,0	3,4	87,7	305,1	5,5
7	95,0	94,7	24,9	5,2	3,5	79,3	302,6	2,5
8	95,0	94,7	24,9	5,2	3,5	73,1	296,4	6,3
9	95,0	93,0	24,5	5,1	3,5	69,2	290,3	6,1
10	95,0	95,0	25,0	5,2	3,6	65,6	289,4	0,9
11	95,0	94,1	24,8	5,2	3,5	61,6	284,2	5,3
12	95,0	93,9	24,7	5,2	3,5	57,7	280,0	4,2
13	95,0	91,9	24,2	5,1	3,4	53,7	273,3	6,7
14	95,0	94,8	24,9	5,2	3,5	49,7	273,3	0,0
15	95,0	95,0	25,5	5,3	3,6	51,2	275,7	2,4
16	95,0	94,8	24,9	5,2	3,5	54,6	278,0	2,3
17	95,0	95,0	25,9	5,4	3,7	51,8	276,7	1,3
18	95,0	94,7	24,9	5,2	3,5	46,7	270,1	6,7
19	95,0	92,6	24,4	5,1	3,5	41,5	262,0	8,0
20	95,0	93,8	24,7	5,2	3,5	36,4	258,6	3,4
21	94,8	94,4	25,0	5,3	3,5	32,1	255,1	3,5
22	95,0	95,0	26,5	5,4	3,6	26,5	252,0	3,1
23	95,0	94,6	28,0	5,2	3,5	23,0	249,4	2,6
24	95,0	94,5	30,9	5,2	3,5	13,2	242,3	7,1
25	95,0	95,0	31,5	5,3	3,6	13,2	243,6	1,3
26	95,0	93,5	32,4	5,2	3,5	12,5	242,0	1,6
27	95,0	94,7	33,4	5,2	3,5	12,4	244,2	2,2
28	95,0	95,0	33,8	5,2	3,5	12,2	244,7	0,5
29	95,0	95,0	34,5	5,2	3,5	11,9	245,2	0,5
30	95,0	92,2	35,6	5,1	3,4	11,5	242,8	2,4

Tabela G 1 - Eficiências de remoção de DBO do conjunto de efluentes obtidas pela função objetivo II para cada ponto do novo lançamento com vazão de 6,1 L/s

Ponto (km)	Eficiência de remoção de DBO (%)							(conclusão) Módulo da diferença no Σ ocasionada pela alteração de 1 km no ponto de lançamento*
	Ibatiba	Irupi	lúna	S. Trindade	N.S. Graças	Novo	Σ	
31	95,0	94,9	36,9	5,2	3,5	8,2	243,7	0,9
32	95,0	94,8	37,6	5,2	3,5	8,1	244,2	0,4
33	95,0	94,6	38,5	5,2	3,5	8,1	244,9	0,7
34	95,0	95,0	38,8	5,2	3,5	7,9	245,5	0,6
35	95,0	94,0	39,6	5,2	3,5	7,7	244,9	0,6
36	94,8	94,9	40,1	5,2	3,5	7,4	246,0	1,1
37	95,0	92,3	24,7	5,1	3,5	5,7	226,2	19,8
38	95,0	88,1	23,3	4,9	3,4	5,4	220,0	6,2
39	95,0	88,1	23,3	4,9	3,3	5,4	219,9	0,1
40	95,0	88,0	23,2	4,8	3,3	5,3	219,6	0,3
41	95,0	87,5	23,1	4,8	3,3	5,3	219,0	0,6
42	95,0	87,5	23,1	4,8	3,3	5,2	218,9	0,2
43	95,0	87,5	23,1	4,8	3,3	5,2	218,8	0,0
44	95,0	86,8	22,9	4,8	3,3	5,1	217,9	0,9
45	95,0	86,9	22,9	4,8	3,2	5,0	217,9	0,0
46	94,4	87,1	22,9	4,8	3,3	5,2	217,8	0,2
47	94,6	87,0	23,0	4,8	3,2	4,9	217,5	0,3
48	95,0	86,5	22,8	4,8	3,2	4,9	217,3	0,2
49	95,0	86,9	22,9	4,8	3,2	4,9	217,8	0,5
50	95,0	86,5	22,9	4,8	3,2	4,8	217,2	0,6
51	95,0	86,3	22,8	4,8	3,3	4,7	217,0	0,2
52	95,0	86,5	22,8	4,8	3,2	4,7	217,0	0,0
53	95,0	86,4	22,8	4,8	3,2	4,7	216,9	0,2
54	95,0	85,9	22,7	4,7	3,2	4,6	216,0	0,8
55	95,0	84,4	22,3	4,7	3,2	4,5	214,0	2,0
56	95,0	84,2	22,3	4,6	3,1	4,4	213,7	0,4
57	95,0	83,9	22,2	4,6	3,1	4,4	213,3	0,4

*Diferença do somatório de eficiências de remoção de DBO entre o ponto de lançamento anterior e o ponto correspondente.

Tabela G 2 - Eficiências de remoção de DBO do conjunto de efluentes obtidas pela função objetivo II para cada ponto do novo lançamento com vazão de 24,3 L/s

(continua)

Ponto (km)	Eficiência de remoção de DBO (%)							Módulo da diferença no Σ ocasionada pela alteração de 1 km no ponto de lançamento*
	Ibatiba	Irupi	lúna	S. Trindade	N.S. Graças	Novo	Σ	
6	95,0	81,4	18,5	3,9	2,6	95,0	296,4	-
7	94,8	81,4	18,5	3,9	2,6	95,0	296,2	0,2
8	94,6	81,4	18,5	3,9	2,6	95,0	296,1	0,1
9	94,7	81,4	18,6	3,9	2,7	95,0	296,3	0,3
10	94,5	81,4	18,6	3,9	2,7	95,0	296,1	0,2
11	94,7	81,4	18,7	4,0	2,7	95,0	296,4	0,4
12	94,5	81,4	18,7	4,0	2,8	94,8	296,2	0,2
13	94,7	81,4	18,8	4,0	2,7	95,0	296,6	0,3
14	94,9	81,4	18,9	4,0	2,7	95,0	296,9	0,4
15	94,6	81,6	18,9	4,0	2,7	95,0	296,8	0,1
16	94,5	81,5	19,0	4,0	2,7	95,0	296,8	0,0
17	94,9	81,4	19,8	4,2	2,8	94,9	298,0	1,2
18	95,0	81,4	20,6	4,4	3,0	94,6	299,0	1,0
19	94,9	81,9	21,3	4,5	3,1	93,6	299,3	0,3
20	95,0	84,9	22,0	4,7	3,2	93,1	302,9	3,6
21	95,0	86,3	22,4	4,8	3,2	90,5	302,1	0,8
22	95,0	89,1	23,1	4,9	3,3	89,8	305,3	3,2
23	95,0	92,5	24,1	5,1	3,5	89,6	309,8	4,5
24	95,0	95,0	24,7	5,2	3,5	84,2	307,7	2,1
25	95,0	95,0	24,7	5,2	3,6	84,7	308,2	0,5
26	95,0	95,0	26,7	5,7	3,8	83,2	309,4	1,2
27	95,0	95,0	26,0	5,5	3,7	84,6	309,7	0,3
28	95,0	95,0	24,7	5,3	3,6	86,1	309,6	0,1
29	95,0	95,0	24,7	5,3	3,6	86,5	310,0	0,4
30	95,0	95,0	24,6	5,2	3,6	87,0	310,4	0,4
31	95,0	95,0	35,0	7,5	5,3	78,5	316,3	5,9
32	95,0	95,0	34,7	7,4	5,0	78,6	315,7	0,6
33	95,0	95,0	35,5	6,4	5,1	79,1	316,1	0,4
34	95,0	95,0	36,9	7,9	5,3	77,6	317,7	1,7
35	95,0	95,0	35,3	7,5	5,1	79,5	317,4	0,3
36	95,0	95,0	38,5	9,5	6,9	77,1	322,0	4,6
37	94,9	94,4	35,1	6,9	5,7	65,8	302,9	19,1
38	95,0	95,0	37,0	7,7	5,2	59,1	299,0	3,9

Tabela G 2 - Eficiências de remoção de DBO do conjunto de efluentes obtidas pela função objetivo II para cada ponto do novo lançamento com vazão de 24,3 L/s

Ponto (km)	Eficiência de remoção de DBO (%)							(conclusão) Módulo da diferença no Σ ocasionada pela alteração de 1 km no ponto de lançamento*
	Ibatiba	Irupi	Iúna	S. Trindade	N.S. Graças	Novo	Σ	
39	95,0	95,0	37,3	8,8	6,0	52,7	294,7	4,3
40	95,0	95,0	37,2	9,0	6,1	49,9	292,1	2,6
41	95,0	95,0	37,0	7,3	5,2	49,6	289,1	3,0
42	95,0	95,0	36,3	7,6	5,1	49,9	288,9	0,2
43	95,0	94,9	36,1	7,3	5,2	49,8	288,3	0,7
44	95,0	95,0	36,8	7,7	5,2	44,9	284,6	3,7
45	95,0	95,0	35,0	7,3	4,9	43,9	281,1	3,5
46	95,0	95,0	37,5	7,8	5,3	39,9	280,5	0,6
47	95,0	95,0	36,0	7,5	5,1	38,5	277,1	3,4
48	95,0	95,0	35,0	7,3	4,9	37,1	274,3	2,8
49	95,0	95,0	32,4	6,8	4,6	36,6	270,3	4,0
50	95,0	95,0	31,7	6,6	4,5	34,8	267,6	2,7
51	95,0	95,0	31,2	6,5	4,4	32,9	265,0	2,6
52	95,0	95,0	31,1	6,5	4,3	31,4	263,3	1,7
53	95,0	95,0	30,9	6,2	4,2	28,7	260,0	3,3
54	95,0	95,0	30,0	6,1	4,1	27,1	257,4	2,6
55	95,0	95,0	25,2	5,3	3,6	27,8	251,8	5,5
56	95,0	95,0	25,4	5,3	3,6	25,5	249,8	2,1
57	95,0	95,0	26,7	5,4	3,7	22,6	248,4	1,4

*Diferença do somatório de eficiências de remoção de DBO entre o ponto de lançamento anterior e o ponto correspondente.